

# KÜLÖNLEGES BETONOK ÉS BETONTECHNOLÓGIÁK V.



Balázs György  
Balázs L. György

AKADÉMIAI



KIADÓ

Anyagok, szerkezet, hibamegelőzés











KÜLÖNLEGES BETONOK  
ÉS BETONTECHNOLÓGIÁK

V.





# KÜLÖNLEGES BETONOK ÉS BETONTECHNOLÓGIÁK

V.

† DR. BALÁZS GYÖRGY

okl. mérnök,  
prof. emeritus,  
a műszaki tudomány doktora  
Széchenyi-díjas

DR. BALÁZS L. GYÖRGY

okl. építőmérnök,  
okl. mérnöki matematikus szakmérnök  
a műszaki tudomány kandidátusa, PhD  
tanszékvezető egyetemi tanár



AKADÉMIAI KIADÓ, BUDAPEST

A kiadvány a Magyar Tudományos Akadémia  
támogatásával készült



Lektor

DR. KAUSAY TIBOR PhD

okl. mérnök

okl. vasbeton-építési szakmérnök

a BME címzetes egyetemi tanára

a műszaki tudomány kandidátusa

ISBN 978 963 05 9490 5

Kiadja az Akadémiai Kiadó,  
az 1795-ben alapított  
Magyar Könyvkiadók és Könyvterjesztők Egyesülésének tagja  
1117 Budapest, Prielle Kornélia u. 21–35.  
[www.akademiaikiado.hu](http://www.akademiaikiado.hu)

Első magyar nyelvű kiadás: 2013

© Balázs György jogutódja és Balázs L. György, 2013

Minden jog fenntartva, beleértve a sokszorosítás, a nyilvános előadás,  
a rádió- és televízióadás, valamint a fordítás jogát,  
az egyes fejezeteket illetően is.

Printed in Hungary



# Tartalomjegyzék

Előszó .....	13
<b>32. Vízépítési beton .....</b>	<b>15</b>
32.1. Kísérletek tömegbetonokhoz alkalmas cementekkel .....	15
32.1.1. Bevezetés .....	15
32.1.2. A kísérleti cementek jellemzői .....	15
32.1.3. A cementek hidratációhője .....	17
32.1.4. Kísérleti eredmények .....	22
32.1.5. A kísérleti eredmények értékelése .....	25
32.1.6. A kísérleti betonok szilárdsága és vízzárósága .....	27
32.1.7. Összefoglalás a cementek alkalmassági vizsgálatáról .....	28
32.2. Kőzeteknek mint a vízépítési beton adalékanyagának alkalmassági vizsgálata .....	29
32.2.1. A kutatás tárgyára vonatkozó adatok .....	29
32.2.1.1. A kutatás célja .....	29
32.2.1.2. A kutatás indokoltsága .....	29
32.2.1.3. A mintavételi helyek és kijelölésük .....	29
32.2.1.4. A kutatás módszere .....	30
32.2.2. A kőzetek vizsgálata .....	31
32.2.2.1. A mintavétel .....	31
32.2.2.2. A kőzetek kopásállósága és szívóssága .....	33
32.2.2.3. A kőzetek nyomószilárdsága .....	35
32.2.2.4. A zúzalékok, illetve zúzott kövek alaki tényezője, szemmegoszlása .....	37
32.2.2.5. A kőzetek időállósága .....	39
32.2.3. A Nagymaros és Dunakiliti környéki homokos kavics vizsgálata .....	53
32.2.3.1. Rajka, Duna-ártéri homokos kavics ásványkőzettani vizsgálata .....	53
32.2.3.2. Dunaremete, Duna-ártéri kavics ásványkőzettani vizsgálata .....	55

32.2.3.3.	Nagybajcs, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani vizsgálata . . . . .	56
32.2.3.4.	Vác, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani vizsgálata . . . . .	58
32.3.	Vízépítési nagy műtárgyak építésének betontechnológiai tapasztalatai . . . . .	59
32.3.1.	A duzzasztómű tervezése . . . . .	60
32.3.1.1.	Általános tervezési szempontok . . . . .	60
32.3.1.2.	Részletes tervezési kérdések . . . . .	63
32.3.1.3.	Mérő- és megfigyelőberendezések . . . . .	69
32.3.1.4.	Egyéb tapasztalatok . . . . .	70
32.3.2.	Az anyagok kiválasztása . . . . .	70
32.3.2.1.	Az adalékanyag . . . . .	71
32.3.2.2.	A cement . . . . .	74
32.3.3.	A betontechnológiai utasítás . . . . .	76
32.3.3.1.	Előkísérletek . . . . .	76
32.3.3.2.	Hőtani számítások . . . . .	80
32.3.3.3.	A betontechnológiai utasítás . . . . .	94
32.3.4.	A kivitelezés . . . . .	105
32.3.4.1.	A fővállalkozás . . . . .	105
32.3.4.2.	A betonkeverő telep . . . . .	107
32.3.4.3.	Az anyagok szállítása, tárolása . . . . .	109
32.3.4.4.	A zsaluzat . . . . .	111
32.3.4.5.	A beton szállítása . . . . .	115
32.3.4.6.	A beton bedolgozása . . . . .	117
32.3.4.7.	A beton hőmérsékletének szabályozása, utókezelés . . . . .	117
32.3.5.	A minőség ellenőrzése . . . . .	118
32.3.5.1.	Bevezetés . . . . .	118
32.3.5.2.	A minőség-ellenőrzési utasítás . . . . .	118
32.3.5.3.	A fagyállóság és a vízzáróság ellenőrzése . . . . .	126
32.3.5.4.	A fagyállóság közvetett vizsgálata . . . . .	133
32.3.5.5.	A kopásállóság ellenőrzése . . . . .	141
32.3.5.6.	Szilárdsági vizsgálatok . . . . .	149
32.3.5.7.	Hőmérsékletmérések építés közben . . . . .	154
32.4.	Példák . . . . .	157
32.4.1.	Vasbeton medence megerősítése feszített és lövellt betonnal . . . . .	157
32.4.2.	Vasbeton iszaprohasztókról a megvalósult műtárgyak tapasztalatainak tükrében . . . . .	158
32.4.3.	A dunakeszi szennyvíztisztító . . . . .	169



32.4.4.	A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep	171
---------	--	-----

<b>33.</b>	<b>Vasbeton a hídépítésben</b>	176
33.1.	Közúti hidak	176
33.1.1.	Történeti áttekintés	176
33.1.1.1.	Első vasbeton hídjaink	176
33.1.1.2.	A huszadik század eleji vasbeton hidak	177
33.1.1.3.	Egyedi vasbeton hidak	179
33.1.1.4.	Alsópályás ívhidak	182
33.1.1.5.	A II. világháborút követő hídépítési feladatok	186
33.1.1.6.	A feszítés kezdete és módszerei	187
33.1.1.7.	Az üzemi előfeszítés kezdetei hazánkban és a típushidak	189
33.1.1.8.	Autópályahidak	194
33.1.1.9.	Az előfeszítés kezdete	198
33.1.1.10.	Helyszínen előre gyártott utófeszített hidak	199
33.1.1.11.	Öszvérhidak	203
33.1.1.12.	Nagy nyílású hidak építése állvány nélkül	205
33.1.2.	Új szerkezeti anyagok a vasbeton hídépítésben	223
33.1.2.1.	Könnnyűbeton a hídépítésben	223
33.1.2.2.	Nagy szilárdságú beton a hídépítésben	224
33.1.2.3.	Szálerősítésű beton a hídépítésben	227
33.1.2.4.	Utólagos megerősítés szálerősítésű anyagokkal	227
33.1.3.	Közúti vasbeton hidak tartóssága a hídszabályzatok tükrében	227
33.1.3.1.	Bevezetés	227
33.1.3.2.	A magyar királyi államépítészeti hivatalok szolgálatára vonatkozó utasítás	228
33.1.3.3.	Szabályrendelet a közúti hidak tervezéséről, forgalomba helyezéséről, próbatelheléséről és időszakos megvizsgálásáról Közúti Hídszabályzat	228
33.1.3.4.	Magyar Mérnök és Építészegylet Vasbetonszabályzata	229
33.1.3.5.	Ideiglenes Közúti Hídszabályzat	230
33.1.3.6.	Az 1956. évi Közúti Hídszabályzat	231
33.1.3.7.	1967. évi Közúti Hídszabályzat	233
33.1.3.8.	A 1980-as évek szabványai	233

33.1.3.9.	A közúti vasbeton hidak tartóssága a szabályzatok tükrében . . . . .	238
33.1.3.10.	Összefoglalás . . . . .	239
33.1.4.	Vasbeton hídépítési technológiák fejlődése . . . . .	240
33.1.4.1.	A szabályzatokban előírt betonminőségek . . . . .	240
33.1.4.2.	Tervezett és megépített szerkezetek betonjainak minősége 2001 előtt . . . . .	243
33.1.4.3.	Fordulat a hídépítés betontechnológiájában . . . . .	251
33.1.4.4.	Kivitelezett szerkezetek betonjai . . . . .	254
33.2.	Beton és vasbeton vasúti hidak . . . . .	262
33.2.1.	A vasúti hídépítés története 1905–1985 között . . . . .	262
33.2.1.1.	A betoncsőátereszek, boltozatok és hidak . . . . .	262
33.2.2.	Az érdi beton ívhíd . . . . .	267
33.2.2.1.	Vasbeton hidak . . . . .	267
33.2.2.2.	A vasbeton hidak előregyártása . . . . .	274
33.2.2.3.	Vasbeton kerethíd pálya alatti átsajtolása . . . . .	275
33.2.2.4.	A Dunaharaszti vasbeton ívhíd . . . . .	277
33.2.2.5.	A vasbeton szerkezetű Béke úti aluljáró . . . . .	277
33.2.3.	Vasúti beton, vasbeton hídépítés fejlődése 1985–2005 között . . . . .	278
33.2.4.	A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai . . . . .	280
33.2.5.	A vasúti hidak tartóssága szabályozása tükrében . . . . .	289
33.2.5.1.	Vasúti hidak a XIX. században . . . . .	289
33.2.5.2.	Vasúti hidak szabályozása a század elején . . . . .	289
33.2.5.3.	A szabályozási munka 1930 és 1950 között . . . . .	290
33.2.5.4.	Szabályozás a II. világháború után . . . . .	291
33.3.	Előre gyártott vasbeton csatornahidak . . . . .	296
<b>34.</b>	<b>A szálak szerepe a beton- és vasbetonépítésben . . . . .</b>	<b>299</b>
34.1.	Szálerősítésű beton . . . . .	299
34.1.1.	Fogalma . . . . .	299
34.1.2.	Rövid történeti visszatekintés . . . . .	299
34.1.3.	Fogalmak . . . . .	301
34.1.4.	A szálerősítés előnyei és hátrányai . . . . .	302
34.1.4.1.	A szálerősítés előnyei . . . . .	302
34.1.4.2.	A szálerősítés hátrányai . . . . .	303
34.1.5.	Felhasználási területek . . . . .	303
34.1.6.	Száltípusok és jellemzőik . . . . .	303
34.1.6.1.	Szálakkal szemben támasztott követelmények . . . . .	303
34.1.6.2.	Acélszálak . . . . .	304



34.1.6.3.	Üvegszál	306
34.1.6.4.	Műanyag szálak	307
34.1.6.5.	Szénszál	309
34.1.7.	Anyagjellemzők	310
34.1.7.1.	A friss beton tulajdonságai	310
34.1.7.2.	A szálak tapadása	311
34.1.7.3.	Szívóosság	312
34.1.7.4.	Nyomó-, húzó- és hajlító-húzó szilárdság	313
34.1.7.5.	Sokszor ismételt és lökészerű terhelés	314
34.1.7.6.	Tartósság	314
34.1.7.7.	Tűzállóság	315
34.1.7.8.	Vízáteresztő képesség	315
34.1.8.	Szerkezeti elemek	315
34.1.8.1.	Hajlítási viselkedés	315
34.1.8.2.	Nyírási viselkedés	315
34.1.8.3.	Feszített tartók viselkedése	317
34.1.8.4.	Tervezés-modellezés	317
34.1.9.	Építési példák	318
34.1.9.1.	Nagy átmérőjű SIOME betoncsövek acélszál felhasználásával	318
34.1.9.2.	Vasbeton szerkezetek repedésmentességének elérése polipropilén száladagolással	319
34.1.9.3.	A Kecskeméti Megyei Kórház Onkológiai Osztályának sugárvédő vasbeton szerkezete	320
34.1.9.4.	Vasbeton szerkezetek megerősítése műanyagszál-adagolású lövellt betonnal	321
34.1.9.5.	Régi fafödémek megerősítése acélszálbetonnal	322
34.1.10.	A szálerősítésű betonok szabványosított vizsgálatai	323
34.1.11.	Újabb kutatások	324
34.1.11.1.	Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak és hagyományos vasalás egyidejű alkalmazása esetén	324
34.1.11.2.	Üveg- és műanyag szálak alkalmazása a normál- és könnyűbeton korai zsugorodásának a megakadályozására	325
34.1.11.3.	Az összetétel hatása a szálerősítésű beton és habarcs tulajdonságaira	325
34.1.11.4.	Tamás Ferenc tájékoztatása	326
34.1.11.5.	Az YMMF Építőanyag Laboratóriuma szálerősített betonnal kapcsolatos kutatásai	326



34.1.11.6.	Trefil Arbed acélszál . . . . .	330
34.1.11.7.	Szálerősítésű betonok tartóssága . . . . .	331
34.1.11.8.	Feszítőbetét erőátadási hossza és behúzódása acélszál-erősítésű betonban . . . . .	335
34.1.11.9.	Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak és hagyományos vasalás egyidejű alkalmazása esetén . . . . .	335
34.2.	Nem acél anyagú betétek szerepe a vasbeton szerkezetek korrózió elleni védelmében . . . . .	337
34.2.1.	Fogalma . . . . .	337
34.2.2.	Nem acél anyagú betétek alkalmazásának rövid története . . . . .	338
34.2.3.	Szálerősítésű polimer (FRP) betétek tulajdonságai . . . . .	346
34.2.4.	Szálerősítésű polimer (FRP) betétek felületi kialakítása és tapadása . . . . .	348
34.2.5.	Összefoglalás . . . . .	351
34.2.6.	Kutatás . . . . .	351
34.2.6.1.	Szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készítendő betonelemek tervezési kérdései . . .	351
34.2.6.2.	Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban . . . . .	352
34.2.6.3.	Szénszálas (CFRP) feszítőbetétek tapadása magas hőmérsékleten . . . . .	356
34.2.6.4.	Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel (használhatósági határállapot) . . . . .	360
34.3.	Szerkezetek megerősítése szénszálas szalaggal vagy szövettel . . . . .	368
34.3.1.	Fogalmak . . . . .	368
34.3.2.	Szénszálas megerősítés . . . . .	369
34.3.2.1.	A szénszálas megerősítés anyagai . . . . .	369
34.3.2.2.	Előnyei, hátrányai . . . . .	370
34.3.2.3.	Kezdetei külföldön . . . . .	370
34.3.2.4.	Hazai alkalmazások . . . . .	372
34.3.2.5.	Fő tervezési elvek . . . . .	374
34.3.2.6.	A lehetséges tönkremeneteli módok . . . . .	374
34.3.2.7.	Alkalmazástechnika . . . . .	376
34.3.2.8.	A szénszálgártás Magyarországon . . . . .	377
34.3.3.	Kísérletek szénszállal megerősített oszlópszerű próbatestekkel . . . . .	377

<b>35. Öntömörödő beton</b> .....	379
35.1. Fogalma .....	379
35.2. Öntömörödő beton tervezése .....	379
35.3. A friss beton tulajdonságai .....	384
35.3.1. Folyóképesség .....	384
35.3.2. Viszkozitás .....	384
35.3.3. Szerkezeti stabilitás .....	385
35.3.4. Blokkolódási hajlam .....	385
35.3.5. Légtelenedési képesség .....	385
35.3.6. Szintbeállítás képessége .....	385
35.4. A pép, a habarcs és a friss beton reológiai tulajdonságainak vizsgálata .....	386
35.4.1. A habarcs és a pép területi vizsgálata .....	386
35.4.2. A habarcs kifolyási idejének a vizsgálata .....	386
35.4.3. A beton vizsgálata .....	387
35.5. A megszilárdult öntömörödő beton tulajdonságai és vizsgálata ....	392
35.5.1. Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi kísérletei (2000) ...	392
35.6. Öntömörödő beton anyagai .....	400
35.6.1. Folyósítók .....	400
35.6.1.1. A folyósítók technológiájának a fejlődése ....	400
35.6.1.2. A MAPEI öntömörödő betonjai .....	401
35.6.1.3. Sika ViscoCrete technológia .....	402
35.6.1.4. Egyéb cikkek a folyósítókról .....	404
35.6.2. Mészkeőliszt szerepe az öntömörödő betonban .....	404
35.6.3. Öntömörödő nehézbeton .....	410
35.7. Példák az öntömörödő beton felhasználására .....	416
35.7.1. Egy csepeli csarnok vasbeton oszlopainak köpenyezése ..	416
35.7.1.1. Bevezetés .....	416
35.7.1.2. A szerkezeti elemek megerősítési terve .....	417
35.7.1.3. A beton tervezése .....	419
35.7.1.4. Kivitelezés .....	423
35.7.2. Öntömörödő feszített beton iszaprothasztó tartály .....	425
35.7.3. Játszóteri mászófal öntömörödő betonból .....	430
35.7.4. Tapasztalatok öntömörödő betonnal .....	431
35.7.5. Egyéb szakcikkek .....	432
<b>Irodalmi hivatkozások</b> .....	433







# Előszó

A kötet kidolgozása során igyekeztünk bemutatni a kiválasztott területekhez tartozó újdonságokat és hozzájuk tartozó előzményeket egyaránt. A kutatási részek elsősorban, de nem kizárólagosan, a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékéhez kötődnek, amelyeket további hazai és külföldi kutatási eredmények egészítenek ki. A megaválósult műtárgyak példái mutatják a különféle tulajdonságú betonok és hozzájuk tartozó technológiák jó alkalmazhatóságát.

A *Különleges betonok és betontechnológiák V.* kötetében a következő fejezetek szerepelnek:

32. Vízépítési beton
33. Vasbeton a hídépítésben
34. A szálak szerepe a vasbetonépítésben
35. Öntömörödő beton.

A *vízépítési betonok* elsődleges sajátossága, hogy sok esetben tömegbetonként kell beépítenünk, ami speciális betontechnológiát és odafigyelést igényel. A vízzáró-sági követelményen túlmenően, koptató vagy agresszív hatás is érheti a vízépítési betonokat.

A *hídépítési betonok* a terhekből származó jelentős igénybevételeken túlmenően kiemelt szerepet játszanak a tartóssági követelmények vonatkozásában, nemcsak a magasépítési szerkezetekhez viszonyított jóval nagyobb használati élettartam miatt, hanem a jégmentesítő sózásból származó jelentős sóterhelés következtében is.

A *különféle szálak megjelenése* sok újdonságot hozott a betontulajdonságok és a betontechnológia terén. A szálak alapvetően két formában kerülhetnek a betonba: (1) rövid szálakként, a beton anyagához hozzákeverve vagy (2) egymással párhuzamosan futó szálakként, gyantába ágyazva, acélbetétek helyett. Előző esetben a szálak térbeli, egyenletes eloszlását igyekszünk elérni (úgy, hogy a szálak elrendeződése még irányításmentes is legyen). Utóbbi esetben a szokásos vasbeton-szerkesztési elveket követjük a szálás betétek felhasználásával, azok kedvező tulajdonságainak kihasználásával (pl. nagy szilárdság és ellenálló képesség elektrolitikus korrózióval szemben).

Az *öntömörödő beton* olyan, nagy teljesítőképességű friss beton, amely kiegészítő tömörítési energia nélkül, saját súlyánál fogva, a komponensek szétosztályozódásá-

tól mentesen, kivézés nélkül, közel szintkiegyenlítődéssig lassan folyik és légtele-  
nedik, miközben a vasalás közötti teret kitölti, és megtartja homogenitását.

A kéziratot *dr. Kausay Tibor* PhD, a műszaki tudomány kandidátusa, címzetes  
egyetemi tanár lektorálta. Lelkiismeretes munkájával és tanácsaival sok segítséget  
nyújtott számunkra, amit ezúton is köszönünk.

Köszönetet mondunk továbbá mindazon kollégáknak, akik a kutatásokban köz-  
reműködtek, ill segítették a szöveg véglegesítését. Ezek közül külön kiemeljük *dr.*  
*Erdélyi Attila*, *dr. Borosnyói Adorján*, *dr. Gálos Miklós* és *dr. Zsigovics István* segít-  
ségét, akik a kutatási területeikhez tartozó hasznos észrevételekkel látták el a  
szerzőket.

A kéziratot Pásztory Ferencné gépelte. A kézirathoz tartozó ábrák, táblázatok és  
irodalmak rendezésében *Hlavicka Tibor* és *Czoboly Olivér* BSc, ill. MSc hallgatók,  
valamint *dr. Lublőy Éva* adjunktus nyújtottak elvülhetetlen segítséget, amiért  
köszönetünket fejezzük ki.

A kötet szép kiállítása az Akadémiai Kiadó érdeme. Megköszönöm Tárnok Irén  
és Egri Róbert felelős szerkesztők gondos és segítőkész munkáját. A rajzok elektro-  
nikus formában való előállítására Debre Ferenc munkáját dicsérem. A nyelvhelyességen  
és a publikációk szakszerű megadásán Szamák Ágnes örködött.

Édesapám váratlan halála miatt a kötet véglegesítését egyedül kellett elvége-  
zem. Ezzel a kötetel is szeretnék emléket állítani munkájának.

*Dr. Balázs L. György,*

*Dr. Balázs György nevében is*



## 32. Vízépítési beton

### 32.1. Kísérletek tömegbetonokhoz alkalmas cementekkel

#### 32.1.1. Bevezetés

Tömegbetonokról völgyzáró gátak, vízi erőművek, nagy tömegű alapbetonok, nagy tömegű hídfők (pl. Erzsébet híd), életvédelmi létesítmények építése során beszélünk. A tömegbeton a cement hidratációhője miatt nagyon felmelegszik, amiből egyenlőtlen hőmérsékletalakulás és annak következményeként belső feszültségek keletkezhetnek, ami repedésekhez vezethet.

A védekezés egyik módja a cement hidratációhőjének a csökkentése. A kötэшő csökkentése heterogén, illetve speciális portlandcementek készítésével érhető el.

Magyarországon a múltban tömegbetonok készítésére nagyon ritkán került sor. Ezért kis, vagy közepes hidratációhőjű, ún. vízépítési cementekkel kísérleteket sem végeztek. A Tiszán tervezett Kiskörei Vízlépcső azonban indokoltá tette a megfelelő vízépítési cement kikísérletezését. Kutatásainkat a Szilikátipari Központi Kutató Intézetben végzett cementkémiai kutatások előzték meg. Az Építőanyagok Tanszékén végzett kutatások során nem elégedtünk meg a cement hidratációhőjének a szokásos meghatározásával, hanem a várható hőemelkedés megítélése céljából 1 m<sup>3</sup>-es szigetelt betonkockákat is készítettünk [Balázs–Erdélyi–Horváth–Opatzky–Zimonyi (1968), Balázs–Erdélyi–Horváth–Opatzky (1967)].

#### 32.1.2. A kísérleti cementek jellemzői

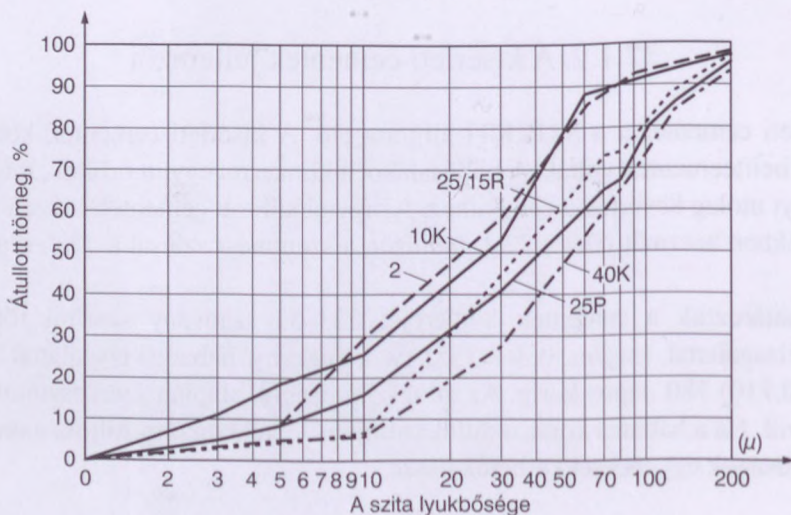
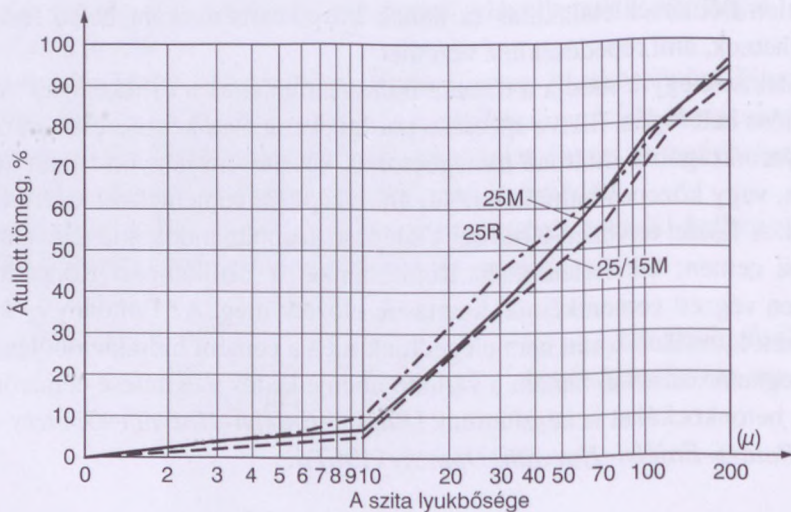
A kísérleti cementeket a SZIKKTI állította elő. A kísérleti cementek kohósalak-, trasz- és belitcementek voltak. A kohósalakot a klinkerrel együtt őrlték, míg a trasz-őrleményt utólag keverték a cementhez. Az így előállított cementek összetételét és a későbbiekben használt jelét a 32.1. táblázat, a szemmegoszlását a 32.1. ábra tartalmazza.

Meghatároztuk a cementek kötэшőjét 523–53 szabvány szerinti földnedves habarcsvizsgálattal ( $m_m/m_c: 0,3–0,355$ ) és képlékeny habarcsvizsgálattal ( $m_m/m_c: 0,6223–0,710$ ) 180 napos korig. Az átlagszilárdságok alapján szerkesztettük meg a 32.2. ábrát. Ha a habarcs korát semilogaritmusos léptékben ábrázoljuk, akkor a nyomószilárdságok egyenessel köthetők össze.

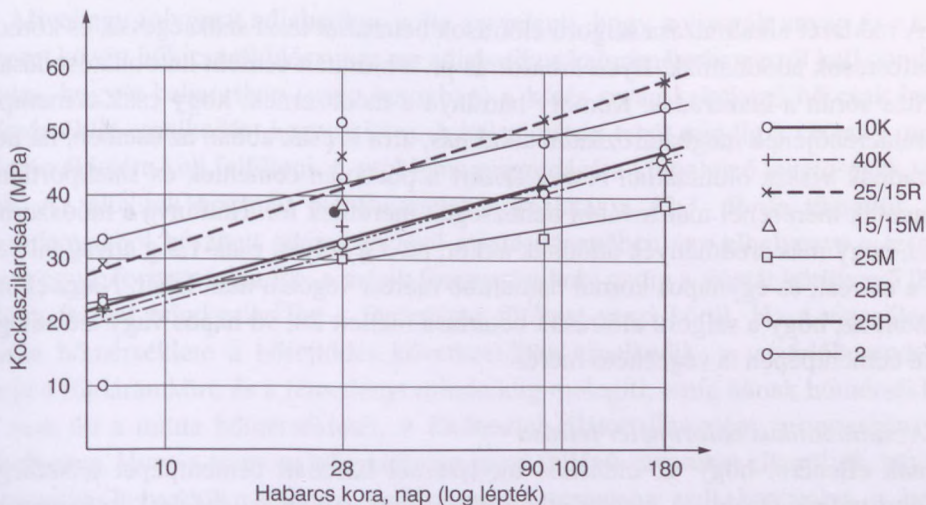


32.1. táblázat. A kísérleti cementek

Cement jele	Klinkertartalom %	Fajlagos felület, $\text{cm}^2/\text{g}$ Blaine szerint	Salak %	Puccolán %
10 K	86	2883	10	–
40 K	56	2609	40	–
25 M	71	2500	–	25 magyoródi trasz
25 R	71	3619	–	25 rátkai trasz
25 P	71	2594	–	25 tatabányai pernye
25/15 M	56	2680	25	15 magyoródi trasz
25/15 R	56	3494	25	15 rátkai trasz
2 (belit c.)	96	2461	–	–



32.1. ábra. A kísérleti cementek szemmegoszlási görbéi



32.2. ábra. A földnedves habarcsvizsgálat alapján készített habarcsok nyomószilárdságának időbeni változása

#### A szilárdsági eredmények értékelése:

Friss állapotban a 2, 7, 28 napos nyomó-, illetve húzószilárdsága 315; 429; 615, illetve 27,9; 33,9; 34,8 MPa volt. Vizsgálataink idején közel egyező szilárdságot adott, mint a 25P, 25R jelű cement.

### 32.1.3. A cementek hidratációhője

#### a) Hidratációhő-meghatározási módszerek

A hidratációhő meghatározásának a módszereit a 2.2.8.2. fejezetben ismertettük. E helyen azokat a módszereket ismertetjük, amelyeket jelen kutatáshoz használtunk:

- oldáshő módszer,
- hidratációhő meghatározása adiabatikus kaloriméterben,
- termoszos módszer,
- hőmérsékletmérés betonban.

A felsorolt vizsgálati eljárások nem minden szempontból egyenértékűek, így egymást nem helyettesíthetik.

#### b) Az oldáshőmérés elve

A hidratációhőnek az oldáshő mérésen alapuló meghatározását a Hess-féle törvény teszi lehetővé, mely szerint a keletkező (vagy elnyelt) hőmennyiség csak a rendszer kezdeti és végállapotától függ. Ha tehát meghatározzuk a nem hidratált cementpor és a tetszőleges korú hidratált cementpép oldáshőjét, akkor a kettőnek a különbsége a hidratációhőt adja.



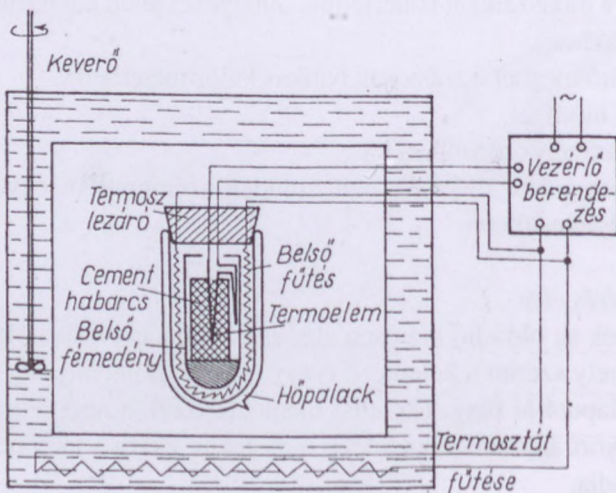
A módszer alkalmazása szigorú előírások betartását teszi szükségessé, és komoly hibaforrások adódhatnak. Ilyen hibaforrás pl. a hidratált cement karbonátosodása, a porítás során a kiszáradás. Komoly hátránya a módszernek, hogy csak cementpép hidratációhőjének meghatározására alkalmas, arra is csak abban az esetben, ha nem maradnak vissza oldhatatlan részek. Ezért a puccolán-cementek és salakportland-cementek mérésénél már további nehézségek merülnek fel. Hátránya a módszernek az is, hogy más eredmények adódnak akkor, ha 3 g helyett csak 1,5 g anyaggal végzik a mérést, és egynapos kornál hamarabb mérést végezni nem lehet. Nagy előnye viszont az, hogy a szigorú előírások betartása mellett 28, 90 napos vagy tetszőleges korú cementpépen is végezhető mérés.

### c) Az adiabatikus kaloriméter leírása

Annak ellenére, hogy az oldáshős módszernél használt cementpépet tetszőleges módon tudjuk tárolni, a gyakorlatban előforduló cementszilárdulási folyamatokat jobban megközelítik az adiabatikus és a termoszos mérési módszerek. A tömegetonoknál ugyanis a folyamat gyakorlatilag adiabatikusnak tekinthető, mert a hidratációhő igen lassan távozik el a betontestek nagy mérete miatt.

Kisebb méretű betonszerkezeteknél a hidratációhő aránylag gyorsabban távozik el, így ez a termoszos módszerrel analóg. A folyamatok azonossága a hővezetési viszonyoktól függ.

A módszerek nagy előnye, hogy a bedolgozástól kezdve alkalmazhatók, tehát a kezdeti szakaszra is felvilágosítást adnak, továbbá, hogy a mérések nem csupán cementpépen, hanem tetszőleges összetételű habarcsón, vagy betonon is elvégezhetők. Igen nagy hátrányuk viszont, hogy bonyolult berendezések szükségesek, 7 napos koron túl az alkalmazásuk már igen komoly problémát jelent.



32.3. ábra. Az adiabatikus mérőberendezés elve



Mivel egy folyamat adiabatikus volta azt jelenti, hogy a vizsgált anyag és a környezet között hőcserélődés nincs, az adiabatikus kaloriméterben arról kell gondoskodni, hogy a habarcsban (vagy betonban) a kötés során keletkező hő csak belső hőmérséklet-emelkedést hozzon létre. A kalorimétert tehát mindig a vizsgált minta hőmérsékletére kell felfűteni. A probléma megoldására különböző lehetőségek vannak. Az általunk használt mérőberendezés vázlatát a 32.3. ábrán tüntettük fel. A műanyagból készített edényben lévő minta közepében van elhelyezve a termoelem egyik forrasztási helye, a másik forrasztási hely pedig a mintát körülvevő fémedény falával érintkezik. Ezt a fémedényt fűtőtest veszi körül. Ha a vizsgálandó minta hőmérséklete a hőfejlődés következtében emelkedik, a vezérlőberendezés zárja a fűtőáramkört, és a fémedényt mindaddig melegíti, amíg annak hőmérséklete el nem éri a minta hőmérsékletét. A fűtőtesttel ellátott fémedény termoszban van elhelyezve. Hogy a termosz hővesztesége miatt fellépő zavarokat elkerüljük, azt termosztátba helyeztük, melynek a fűtése párhuzamosan volt kapcsolva a belső fűtéssel. A fűtőtestek ellenállását úgy választottuk meg, hogy a belső és külső fűtés azonos hőmérséklet-emelkedést hozzanak létre. A nagyobb hőmérsékletek melletti hőveszteséget a termosztát pótfűtésével egyenlítettük ki.

A vázolt mérőberendezéssel tulajdonképpen a vizsgálandó minta hőmérséklet-emelkedését lehet meghatározni. Hogy ennek alapján a fejlődött hőmennyiség számítható legyen, a berendezést hitelesíteni kellett. Ezért úgy jártunk el, hogy vizsgálatra kerülő cementhabarcsba fűtőtestet építettünk be, és meghatároztuk azt, hogy ismert elektromos munka, tehát ismert hőmennyiség bevitele révén mekkora hőmérséklet-emelkedés jön létre.

A használt adiabatikus kaloriméter jellemzőbb adatai a következők:

- termosztát térfogata: 50 l,
- hőpalack térfogata: 3 l,
- mérőedény befogadóképessége: 1200–1300 g habarcsa,
- sorbakapcsolt termoelemek száma: 40,
- vezérlőberendezés maximális érzékenysége:
  - bekapcsol:  $-0,007\text{ °C}$  esetén
  - kikapcsol:  $+0,003\text{ °C}$  esetén,
- az elvégzett méréseknél általában az alábbi összetételű cementhabarcsot alkalmaztuk:
  - 1000 g normálhomok
  - 200 g cement
  - 70 g víz.

Azért választottuk ezt a habarcsösszetételt, mert nagyobb cementtartalom esetén olyan hőmérséklet-emelkedés következhet be, amely már a hőszilárdításnak megfelelő körülményeket hoz létre, a mérési eredményeket megbízhatatlanná teszi. Túl kicsi cementtartalom esetén pedig nem lehet elég érzékenyen mérni a hőmérséklet-változást.



A víz hozzáadása után a keverési idő 2 perc, a bedolgozás, a berendezés teljes összeállítása 20–25 perc volt.

A kimért anyagokat bekeverés előtt hosszabb időre a termosztátba helyeztük, hogy azonos hőmérsékletet vegyenek fel, és a vizsgált minta hőmérséklet-emelkedését ettől a bekeverés előtti hőmérséklettől számítottuk.

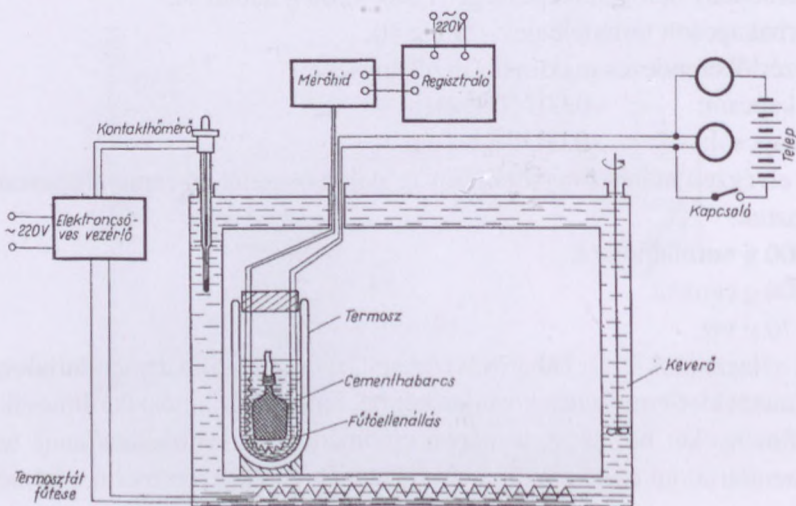
*d) A termoszos módszer alapján összeállított mérőberendezés leírása*

Az adiabatikus mérőberendezés bonyolult volta nem tette lehetővé annak több példányban való felépítését, így a tervbe vett mérések elvégzése megengedhetetlenül hosszú időt vett volna igénybe. Ezért nem maradt más lehetőség számunkra, mint a termoszos mérőberendezés alkalmazása. Ebbe ugyanis – éppen viszonylagos egyszerűségénél fogva – egyszerre több példány is beállítható, és könnyebben tartható hosszabb időn keresztül üzemben. Mivel mindkét módszerrel végeztünk minden cementfajtán méréseket, ezzel egyúttal mérési eredményeink megbízhatóságát is ellenőriztük.

A termoszos mérőberendezés lényegében egy nagyméretű termosztát, melyben 5 db nagy termosz helyezhető el. A termosztát vízköpenyébe nyúló kontakthőmérővel a hőmérsékletet  $\pm 0,1$  °C pontossággal konstans értéken lehetett tartani. A kaloriméterként szolgáló termoszokba műanyag zacskókban helyeztük el a cementpépet. A zacskókat gondosan lezártuk, hogy a kaloriméter-folyadékul szolgáló víz be ne tudjon azokba hatolni. A hőmérséklet mérésére selyemszigetelésű nikkell ellenállásokat használtunk, és a hőmérséklet értékét kompenzográfal regisztráltuk.

*A mérőberendezés jellemzőbb adatai:*

- termosztát mérete: 40 cm×50 cm×60 cm,
- a kaloriméterek (termoszok) térfogata: 3 l,



32.4. ábra. A termoszos mérőberendezés



- kaloriméter lezárása: műanyag fedő gumigyűrűvel,
  - kaloriméter-folyadék mennyisége:  $1000 \text{ cm}^3$ , illetve  $800 \text{ cm}^3$ ,
  - mérőellenállások értéke:  $100 \Omega$ ,
  - hőmérséklet leolvasásának pontossága  $0,05 \text{ }^\circ\text{C}$ .
- A mérőberendezés elvi rajza a 32.4. ábrán látható.

e) A betonkocka összetételének és hőmérséklete mérésének leírása

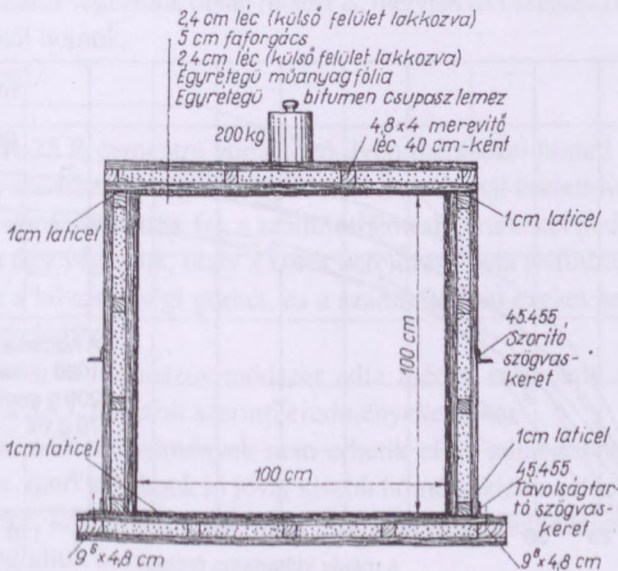
Az eddig felsorolt mérési módszerek alkalmasak arra, hogy különböző cementeket egymáshoz viszonyítsuk a hidratációhó szempontjából, de sem a betonban kialakuló hőmérséklet nagyságáról, sem időbeni alakulásáról nem tájékoztatnak egyértelműen. Ezért tartottuk szükségesnek a hőmérséklet alakulásának a mérését a betonkockában.

A kísérletekhez  $1 \text{ m}^3$ -es kockaméretet választottunk. Ez a méret az irodalom szerint is olyan méret, amelyből már lehet következtetést levonni. Az alkalmazott zsaluzat metszetét a 32.5. ábrán mutatjuk be. A zsaluzat egy szétszedhető szigetelt zsaluzat volt. Az illesztékek szigetelését laticellel oldottuk meg.

A kísérleti betonok cementtartalma  $300$ , illetve  $200 \text{ kg/m}^3$  volt. Az adalékanyagot négy frakcióból állítottuk össze úgy, hogy szemmegoszlása

$$\alpha = 10 + 90 \sqrt{\frac{d}{d_{\max}}}$$

képlet szerinti Bolomey-görbét megközelítse. A képletben  $a$  jelenti a  $d$  átmérőhöz tartozó áthullt tömegszázalékot,  $d_{\max}$  az adalékanyag legnagyobb névleges szemnagysága. A betont függőleges tengely körül forgó  $100 \text{ l}$ -es keverődobban kevertük



32.5. ábra. Kísérleti betonkocka zsaluzata (metszet)

meg. Konzisztenciája földnedves, gyengén képlékeny volt. A betont kézi döngölővel tömörítettük.

A betonok Glanville-készülékkel megállapított tömörödési száma 0,73–0,76 volt.

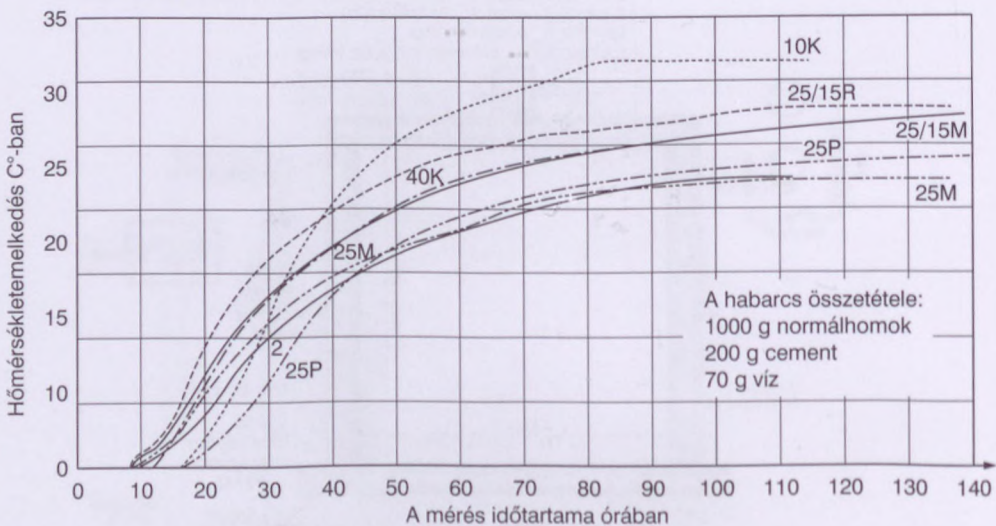
A betonkockák hőmérsékletét réz-konstantán termoelemekkel mértük. A termoelemeket a kocka átlói és oldallapjai mentén helyeztük el.

### 32.1.4. Kísérleti eredmények

Néhány kísérleti cement hidratációhőjét oldáshőmérés alapján a SZIKKTI-ben mérték meg (32.2. táblázat).

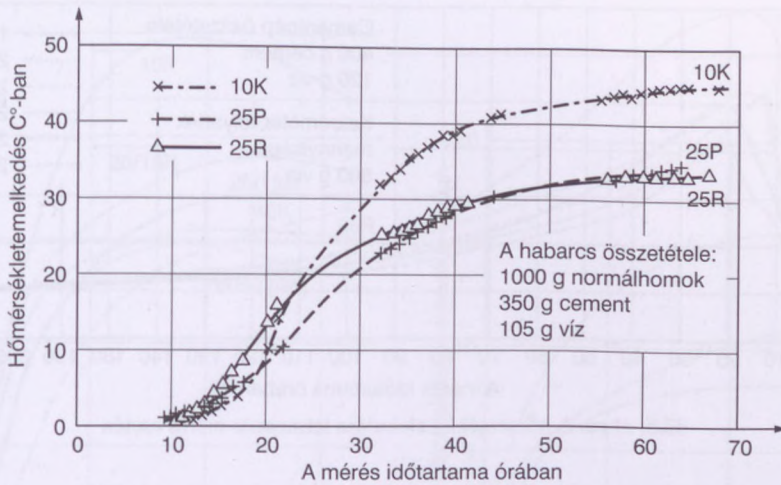
32.2. táblázat. A kísérleti cementek oldáshőméréssel megállapított hidratációhője (SZIKKTI kísérletei)

Cement jele	Teljes hőmennyiség, kcal/g	Kockaszilárdság, MPa		
		3	7	28
		napos korban		
25 P	517,5	36,4	35,3	43,8
25 M	500,4	21,5	23,3	31,3
10 K	576,4	24,0	58,0	52,7
40 K	578,0	31,5	36,4	–



32.6. ábra. A hőmérséklet alakulása adiabatikus kaloriméterben





32.7. ábra. A hőmérséklet alakulása adiabatikus kaloriméterben

Az adiabatikus kaloriméterben végzett méréseket azonos habarcsösszetétellel végeztük el (1000 g normál homok + 200 g cement + 70 g víz). A bedolgozásra kerülő anyag hőmérsékletét azonban nem tudtuk az egyes méréseknél azonos értéken tartani, itt mindig a szobahőmérséklethez kellett alkalmazkodnunk. Így vannak olyan mérések, amelyeknél a kezdeti hőmérséklet 22,2 °C, viszont olyanok is vannak, amelyeknél 26,5 °C volt.

A mérési eredményeinket a fenti összetétel esetére a 32.6. ábrán tüntettük fel. A hőmérsékletváltozást legtöbb esetben egy kisebb érzékenyséű regisztráló műszerrel jegyeztettük, és közben műszeres leolvasásokat is végeztünk.

Összehasonlításul végeztünk olyan mérést is, melynél az összetétel a következő volt:  
 1000 g normál homok,  
 300 g cement,  
 105 g víz.

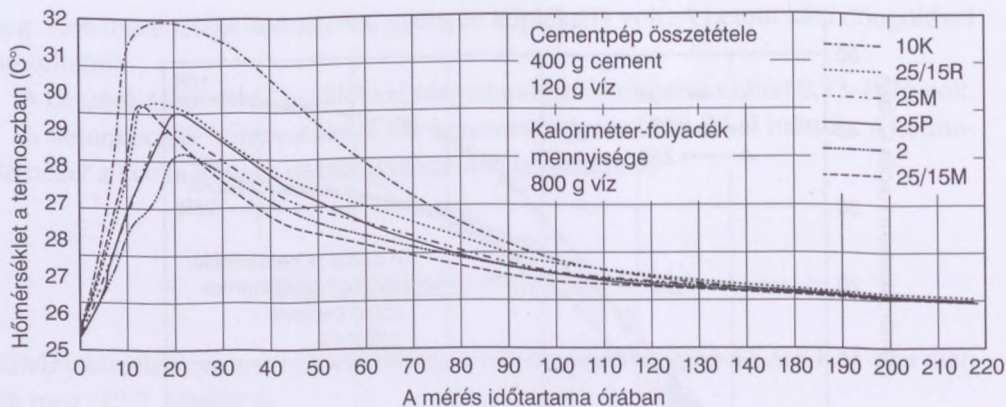
A 10 K, 25 P, 25 R cementre vonatkozó ilyen méréseket tünteti fel a 32.7. ábra.

A termoszos módszerrel végzett egyik mérésorozatnál észlelt hőmérsékletváltozásokat a 32.8. ábrán tüntettük fel, a számított kötőhőértékeket pedig a 32.9. ábrán. A számításokat úgy végeztük, hogy a kötés befejezése után felfűtöttük a kalorimétereket, kimértük a hőveszteségi görbét, és a számításoknál ezeket az empirikus értékeket vettük figyelembe.

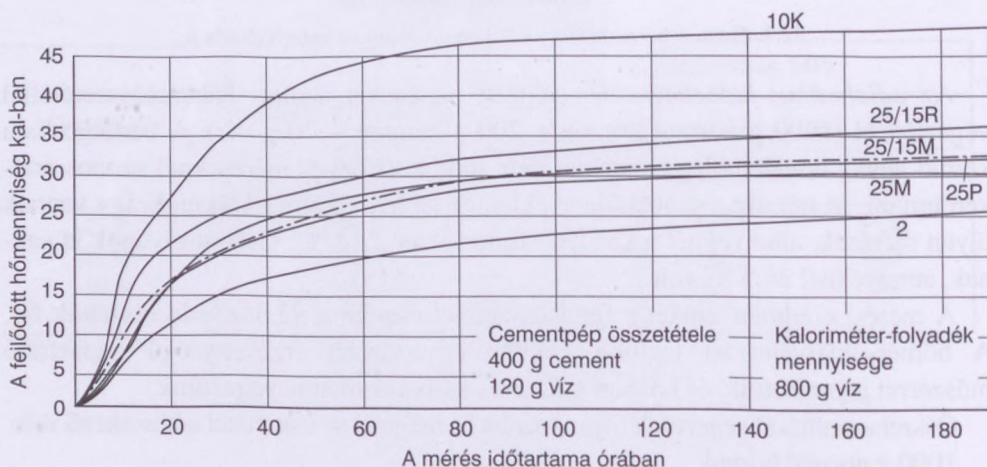
Az adiabatikus és termoszos módszer adta mérési eredmény összehasonlítása 24 órás korban a 32.3. táblázat szerinti eredményeket adta.

A termoszos mérési eredmények nem érhetik el az adiabatikus kaloriméterben kapott értékeket, mert a hidratáció jóval kisebb hőmérsékleten játszódik le.

A betonkocka középpontjában mért hőmérséklet-emelkedéseket a 32.10. és 32.11. ábrán foglaltuk össze.



32.8. ábra. A hőmérséklet alakulása termoszos mérés esetén

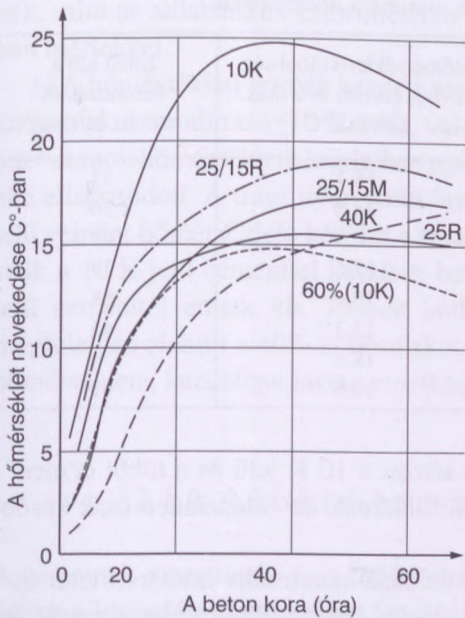


32.9. ábra. A hidratációhő alakulása termoszos mérés esetén

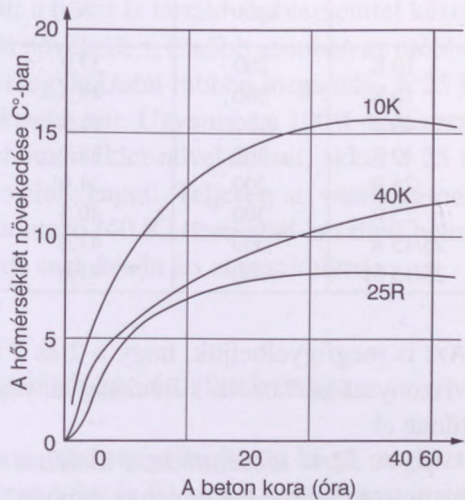
32.3. táblázat. Az adiabatikus és a termoszos mérések eredményei összehasonlítása

termoszban	adiabatikus kaloriméterben
10 K	10 K
25/15 R	25/15 R
25 P	25/15 M
25/15 M	25 P
25 M	25 P
2	2
termoszban (8 napos korban)	adiabatikus (14 napos korban)
10 K [48,1 kal/g]	10 K [57,9 kal/g]
25/15 R (35,9)	25/15 R (51,4)
25/15 M (32,5)	25/15 M (48,1)
25 P (31,9)	25 P (42,5)
25 M (30,3)	25 M (40,9)
2 (25,1)	2 (40,9)





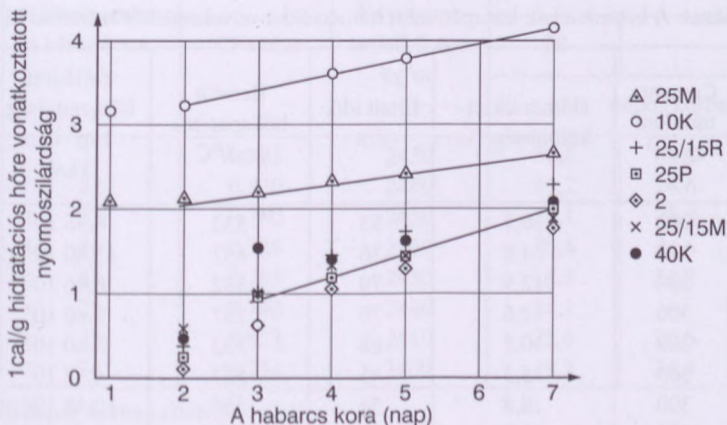
32.10. ábra. Hőmérséklet-emelkedés a 300 kg/m<sup>3</sup> cementtartalmú betonkockában



32.11. ábra. Hőmérséklet-emelkedés a 200 kg/m<sup>3</sup> cementtartalmú betonkockában

### 32.1.5. A kísérleti eredmények értékelése

α) A 32.12. ábrán feltüntettük az adiabatikus kaloriméterben megállapított 1 kal/g kötőhőre vonatkoztatott képlékeny habarcsvizsgálattal kapott szilárdságot. Az ábra szerint a habarcs kora, valamint e viszonzszám között lineáris összefüggés áll fenn. Ebből a szempontból a 10% kohósalakot tartalmazó (10 K jelű) cement a legkedvezőbb. A 25 M jelű cement kivételével a többiek azonosaknak tekinthetők.



32.12. ábra. Az egységnyi hidratációs hőre vonatkoztatott nyomószilárdság időbeni alakulása

32.4. táblázat. A betonkockák maximális hőmérséklete

Cement jele	Cement-tartalom, kg/m <sup>3</sup>	Max. hőmérséklet a középpontban °C	Hőmérséklet-különbség (2 órás korban és a max. között), °C	Eltelt idő a betonozástól a max.-ig (óra)
10 K	200	37,9	16,1	53
10 K	300	49,5	24,8	36
40 K	200	31,5	12,9	79
40 K	300	35,9	17,6	79
25 R	200	31,0	10,5	68
25 R	300	40,3	15,3	45
25/15 R	300	41,6	18,8	54
25/15 M	300	41,6	17,5	49

Azt is megfigyelhetjük, hogy a 2 és 7 nap között a 10 K jelű és a többi cement e viszonyzáma közötti különbség lényegesen csökkent, de valószínűen csak később tűnne el.

β) A 32.4. táblázatban a kísérleti betonkockák maximális hőmérsékletét és a betonozás befejezése és a max. hőmérséklet elérése közötti időtartamot tüntettük fel.

A hőmérséklet a legkésőbb a 40% kohósalakot tartalmazó cementnél érte el a maximumát. Egyébként majdnem ugyanez a jósági sorrend alakult ki az adiabtikus és a termoszos vizsgálat során is.

γ) Ha a 200, ill. 300 kg/m<sup>3</sup> cementadagoláshoz tartozó legnagyobb hőmérséklet-emelkedéseket összehasonlítjuk, akkor azt látjuk, hogy hozzávetőlegesen kétharmad annyi hőmérséklet növekedést okozott a 200 kg/m<sup>3</sup> cement, mint a 300 kg/m<sup>3</sup>.

δ) A 32.5. táblázatban azt a hőmennyiséget tüntettük fel, mely az 1 m<sup>3</sup>-es betonkockában a maximális hőmérséklet eléréséig fejlődött, illetve az ebből számított kötéshőt. A hőmennyiséget a kocka közepén mért hőmérséklet felhasználásával a hőveszteség tekintetbevétele nélkül számítottuk. Az itt kapott kötéshőértékek kisebb-

32.5. táblázat. A betonkockák közepén mért hőmérséklet-növekedésből számított hidratációhő

Cement jele	Cement-tartalom kg/m <sup>3</sup>	Hőmérséklet-különbség, °C	Eltelt idő, óra	Becsült hőkapacitás kcal/°C	Fejlődött hőmennyiség 1 m <sup>3</sup> -ben kkal	Kötéshő kkal/kg
10 K	200	16,1	53	532	8,56 10 <sup>3</sup>	42,8
10 K	300	24,8	36	557	13,80 10 <sup>3</sup>	46,0
40 K	200	12,9	79	532	6,86 10 <sup>3</sup>	34,3
40 K	300	17,6	79	557	9,80 10 <sup>3</sup>	32,7
25 R	200	10,5	68	532	5,60 10 <sup>3</sup>	28,0
25 R	300	15,3	45	557	8,52 10 <sup>3</sup>	28,4
25/15 R	300	18,8	54	557	10,48 10 <sup>3</sup>	34,9
25/15 M	300	17,5	49	557	9,47 10 <sup>3</sup>	32,5



bek, mint az adiabatikus kaloriméteren megállapítottak, de jól egyeznek a termoszban mértekkel.

ε) A hőmérsékleti görbék kezdeti szakasza a vártnak megfelelően alakult. A 10% kohósalakot tartalmazó (10 K jelű), valamint a traszt is tartalmazó cementtel készített betonok hőmérséklete kezdetben gyorsan növekedett, később azonban az utóbbiaké ellaposodott. A trasz ilyen hatásának a magyarázatát többen megadták. A 25 R jelű cement hőmérséklete később a vártnál kisebb lett. Ugyanis, ha 100%-nak vesszük a 10 K jelű cementtel készített beton hőmérséklet-növekedését, akkor a 25 R jelű cementtel ennek kb. 75%-át kellett volna kapni. Teljesen a várakozásnak megfelelően alakult a 40% kohósalakot tartalmazó (40 K) cementtel készített beton hőmérséklete, kezdetben lassan emelkedik, de csak későn éri el maximumát.

### 32.1.6. A kísérleti betonok szilárdsága és vízzárósága

A cementek vizsgálatán és a fejlődött hidratációhő megállapításán kívül megvizsgáltuk a különféle cementekkel készített betonok 28 és 90 napos szilárdságát, valamint vízzáróságát is. A cementtartalmat 250 kg/m<sup>3</sup>-re választottuk. Minthogy csak tájékoztató kísérletről volt szó, 20 cm élhosszúságú betonkockákat és 12×20×20 cm<sup>3</sup> méretű vízzárósági testeket készítettünk.

A próbatestméretnek megfelelően az adalékanyag legnagyobb szemmagyságát 60 mm-re korlátoztuk. Az adalékanyag szemmegoszlását a 3. fejezetben (1. kötet) ismertetett Bolomey-kísérlet szerint vettük fel.

A betont kézzel kevertük meg, és vibrátorral tömörítettük.

A friss és megszilárdult beton adatait a 32.6. táblázat is tartalmazza.

32.6. táblázat. A kísérleti betonok jellemző adatai (BME Építőanyagok Tanszék vizsgálati szerint)

Cement jele	Hőmérséklet a készítéskor, °C	CF szám	Friss beton testsűrűsége kg/m <sup>3</sup>	Kockaszilárdság MPa (%)		
				28	90	
				napos korban		
10 K	21	0,785	2450	32,5	34,4	(10,5)
40 K	22	0,830	2440	19,2	24,6	(10,5)
25/15 R	23	0,780	2450	21,1	25,5	(10,5)
25/15 M	26	0,788	2380	20,4	24,6	(10,5)
25 M	23	0,785	2450	18,3	22,2	(10,5)
25 R	25	0,740	2440	24,7	–	*
25 P	23	0,833	2410	22,6	26,6	(10,5)
2	24	0,734	2400	19,3	24,4	(10,5)

\* tévedésből 28 napos korban eltörtük.

CF-szám = a Glanville-készüléken megállapított tömörödési szám (konzisztencia-mérőszám).

A 90 napos átlagos kockaszilárdságok mellett azt is feltüntettük, hogy hány százalékkal nőtt meg a szilárdság a 28 napos betonéhoz viszonyítva.

A kísérleti betonok – még a kedvezőtlen próbatestméret ellenére is – vízzárónak bizonyultak. 7 att. víznyomásnál megjelent a víz a nyomással átellenes oldalon a 40 K jelű cementtel készített betonnál, de még 10 att. nyomásnál sem folyt. 10 att. nyomásnál ugyancsak átnedvedtek a 25 P és 25/15 R jelű cementtel készített próbatestek.

### 32.1.7. Összefoglalás a cementek alkalmassági vizsgálatáról

A kutatás során a SZIKKTI által előállított 7-féle heterogén cementtel és egy belitcementtel végzett kísérletekkel elsősorban a hidratációhő alapján igyekeztünk rangsorolni a cementeket. A cement hidratációhőjét adiabatikus kaloriméterben, termoszban is megmértük, és 1 m<sup>3</sup>-es szigetelt betonkockában meghatároztuk a cement által okozott hőmérséklet-emelkedést.

A cementek rangsorolása a 32.7. táblázatban látható.

32.7. táblázat. A cementek rangsorolása hidratációhőjük alapján

	Hidratációhő alapján (sorrendben)	180 napos szabvány-szilárdság alapján (sorrendben csökkenő)
1.	2	25/15 R
2.	25 M	10 K
3.	25 R	25 R
4.	25 P	40 K
5.	25/15 M	25 P
6.	25/15 R	2
7.	40 K	25/15 M
8.	10 K	25 M

A kapott mérési eredmények alapján igen kedvezőek a 25 R (25% rátkai trasztartalmú), 25 P (25% pernyetartalmú), 25/15 R jelű (25% kohósalakot és 15% rátkai traszt) és a 2 jelű (belitcement, mely már 1 éves volt a kísérlet időpontjában) cementek. A mogyoródi trasszal készített cement lényegesen kedvezőtlenebb a rátkai trasszal készített cementnél.



## 32.2. Kőzeteknek mint a vízépítési beton adalékanyagának alkalmassági vizsgálata

### 32.2.1. A kutatás tárgyára vonatkozó adatok

#### 32.2.1.1. A kutatás célja

A kutatás célja a Duna-mederben, a tervezett erőmű környékén megtalálható andezitek, de különösen a szobi és Visegrád-Mátyáshegyi andezit megvizsgálása abból a célból, hogy vízépítési beton adalékanyagául megfelelő-e [Palotás-Papp-Balázs-Bidló-Erdélyi-Horváth-Kertész-Kleb-Marek-Török (1965)].

#### 32.2.1.2. A kutatás indokoltsága

A Nagymaros környéki andezitek, de különösen a szobi andezit vizsgálatáról már több tanulmányt készítettek. Sajnos ezek a vizsgálatok mégsem alkalmasak annak eldöntésére, hogy a Nagymaros környéki andezitek alkalmasak-e, illetve milyen feltételekkel alkalmasak vízépítési beton adalékanyagául, minthogy ezek a vizsgálatok hiányosak. Különösen a fagyállósági vizsgálat nem elegendő, mert a megkívánt 100-szoros (esetleg 150-szeres) fagyasztással szemben rendszerint csak 25-szörös fagyasztást végeztek. Minthogy az andezitet az építés időpontjában máshonnan termelik majd ki, mint 1965-ben, és minősége is közismerten változik, ezért szükségesnek látszott a különböző minőségű andezitek eddigénél mélyebb elemzése és vizsgálata.

Ezen túlmenően az építendő erőműhöz fel kívánják használni a Nagymaros, illetve Dunakiliti környéki homokokat is, ezért néhány vizsgálatot ezzel kapcsolatban is végeznünk kellett.

#### 32.2.1.3. A mintavételi helyek és kijelölésük

A tanszéki megbeszéléseken és a helyszíni szemlén kialakult vélemény szerint az alábbi helyekről kértünk mintát.

##### Mintavétel helye

Dunabogdány: 1. sz. bánya alsó szint  
Dunabogdány: 1. sz. bánya felső szint  
Visegrád-Mátyáshegy: alsó település  
Visegrád-Mátyáshegy: felső település  
Szob-Malomvölgy kőtörőtől balra kb. 80 m-re

##### Minta jele

DA  
DF  
VMA  
VMF  
MV

Szob-Szikhegy: etage bányánál (1965. évi fejtés)

SzE

Szob-Malomvölgy: bánya bal oldalán ún. fehéres kő (dácit telér)

EF

Továbbiakban ezekre a jelekre utalunk.

### 32.2.1.4. A kutatás módszere

A kutatás során a következő anyagjellemzőket határoztuk meg:

- a) A kőzetek kémiai és ásványtani összetétele, különös tekintettel a könnyen málló részekre.
- b) A kőzetek szilárdsága:
  - légszárazon,
  - 105 °C hőmérsékleten kiszárított állapotban,
  - vízzel telített állapotban,
  - 50-szeres fagyasztás után, vízzel telített állapotban,
  - 100-szoros fagyasztás után, vízzel telített állapotban,
  - 150-szeres fagyasztás után, vízzel telített állapotban.
- c) A kőzetek vízfelvétele:
  - 1 ata nyomáson,
  - fokozatos víztelítéssel,
  - légritkított térben (10–20 higanymm),
  - forralás után.
- d) A kőzetek telítési tényezője.
- e) A kőzetek fagyállósága:
  - váltakozó fagyasztással és olvasztással,
  - kristályosítással.
- f) A kőzetek kopása:
  - Böhme-rendszerű koptatógépen:
    - kiszárított állapotban,
    - vízzel telített állapotban.
  - Deval-dobban, illetve
  - Los Angeles-dobban:
    - kiszárított állapotban,
    - vízzel telített állapotban.
- g) Zúzalékok, illetve zúzott kövek alakí tényezője.
- h) A kőzetek duzzadása a vízfelvétel hatására.
- i) A kőzetek lineáris hőtágulási együtthatója.
- j) A kőzetek ellenálló képessége, illetve mállása.
- k) A Dunakiliti, illetve Nagymaros környéki finom homok ásványközettani vizsgálata.



Kutatásaink során a kutatás idején művelés alatt álló, illetve feltárt kőbányák kőzeteit vizsgáltuk meg. Minthogy azonban a vizsgált kőzetek vízépítési beton céljaira való felhasználása ma még művelés alatt nem álló bányarészekből jön számításba, ezért a Kő- és Kavicsipari Trösztnek a kőanyagkincs felmérésekor a vízépítési beton igényeinek is megfelelő, igényesebb kővizsgálatokat rendszeresen el kell végeznie.

A Kő- és Kavicsipari Tröszt – megkeresésünkre – rendelkezésünkre bocsátotta az irányítása alatt álló, számításba jövő kőbányák és homokoskavics-osztályozó helyek üzemére és anyagára vonatkozó főbb műszaki adatokat, amelyek a további tervezés során igen hasznosak lehetnek.

## 32.2.2. A kőzetek vizsgálata

### 32.2.2.1. A mintavétel

Miután az Építőanyagok Tanszéken a kutatás irányait meghatároztuk, helyszíni szemlét tartottunk a mintavétel helyének kijelölésére. A helyszíni szemlén részt vettek: *Sáros Bálint* igazgató, *Erdélyi Attila* egyetemi adjunktus, *Török Endre* adjunktus, *Kleb Béla* egyetemi tanársegéd, *Kunya Mihály* üzemvezető.

A választás fenti, művelés alatt álló, illetve feltárt bányák felsorolt kőzeteire esett. 1965-ig csak a szobi Csákhegy kőzeteit tárták fel, a többiek feltárása még hiányos volt.

Az Építőanyagok Tanszékre egyrészt szabályos (kézi erővel faragott) kb. 40×40×50 cm kötömböket küldtek be a kijelölt mintavételi helyekről, amelyekből a BME Építőanyagok Tanszékén kifűréseltük a szabványos próbatesteket, másrészt a zúzalékok, illetve zúzott kövek mintáit a Tanszék megbízottja jelenlétében vették ugyanazon kijelölt helyekről.

A továbbiakban a kőbányák, illetve mintavételi helyek rövid leírását közöljük. Ehhez az 1–14. sorszámú fényképeket is mellékeljük.

A vizsgálat idején még művelés alatt nem álló további kőzetkincs minőségére tájékoztatást adó kutatófúrások végzése lett volna szükséges. Ilyenek hiányában csak feltételezhettük, hogy a bányák többi részén hasonló tulajdonságú kőzetet találunk.

*Dunabogdány* község D-i határán emelkedik a lapos kúp alakú, 279 m A.f. magasságú *Csódihegy*. Alakja messziről feltűnően szabályos. ÉNy-DK-i irányban 900 m, rá merőleges irányban kb. 650 m.

Az oligocén agyag-, homokos agyagrétegek alá benyomult tortonai emeletben képződött *andezit* lakkolitot formál. A hegy oldalába telepített nagyméretű kőbányákban jól látható a lakkolit alakjának, képződésének megfelelően kialakult köz-



ponti héjas, pados elválás. A kőzetpadok vastagsága 0,5–2,0 m. A kihülésből származó koncentrikus elválások a fedőréteg felé sűrűsödnek.

A lakkolit jellegének és a fedőréteg kis vastagságának megfelelően alakult ki a jellegzetes kőzetszövet.

Az üde andezit – szabad szemmel nézve – kékesszürke színű, érdes felületű, kissé porózus. Az üde kőzet az atmoszferiliák hatására rövid idő alatt megváltoztatja színét, helyenként mállásnak indult, és sárgásbarna színűvé változott. Ez a mállási folyamat a kőzet felszínén kezdődik és lassan halad befelé. A magasabb szinten lévő kőzetpadok felső felületén ez a jelenség gyakoribb.

Legnagyobb mérvű termelés (1965-ben) a hegy É-i oldalán nyitott 1. számú kőbányában folyt, itt jól látható a kőzet települése, és a kifejlődésében jelentkező változás.

A DA jelű minta a hegy É-i oldalában működő 1. számú kőbánya bányafalának alsó harmadából vett kőzetminta.

A DF jelű minta a kőbánya K-i oldalán működő kis bánya felső szintjéről származó kőzetminta.

Visegrádtól 2 km-re DNy-ra emelkedik a *Mátyáshegy* (Mátyásbérc), amelynek Duna felőli nagy kőbányájában szintén a miocén vulkánosság termékeként létrejött *andezitet* fejtették.

A nagyméretű kőbányában jól látható a kőzet pados elválása, az elválási lapok felülete helyenként kalcittal bevont volt. Az üde kőzet világosszürke színű, tömött, levegőn kissé megsötétedik, majd később rozsdabarna színűvé változik.

A VMA jelű minta a nagy kőbánya fejtésszintjének alsó részéből származott.

A VMF jelű minta a kőbánya fejtési frontjának felső harmadából származó kőzetminta.

*Szobtól* 3,5 km-re É-ra a 121-es közút mentén a térszintből 220 m-re emelkedett ki a *Csákhegy*. A helvét-tortonai emelet határán létrejött Csákhegy kettős vulkáni áttörés eredménye. Az idősebb a mélyebb szinten bányászott *andezit*, a fiatalabb vulkánosság eredménye a felső szinten bányászott, és az alsó két szinten telér formájában jelentkező *dácit*. A Csákhegyen jó közlekedési, szállítási viszonyok mellett alsó szinten a Feketebánya, vagy malomvölgyi bánya működött, 1965-ben nem üzemelt; magasabb szinten gépesítve üzemelt az etage-szint és a hegy tetején a nagyméretű csákhegyi bánya, ahol a dácitot fejtették.

A Csákhegy kőbányái jól gépesítettek voltak, a szállítás megoldott, a készlet többé-kevésbé megkutatott volt. Részletes adatokat az ÉKME Ásvány- és Földtani Tanszékén készített *Török E.*: Szobi Csákhegy készletszámítási dokumentációjában (1962) találunk, ezenkívül előző években is megjelent *Papp F.* professzortól néhány idevonatkozó szövegek.

Az MV jelű minta az első malomvölgyi (Feketebánya) bánya puffertárolótól balra kb. 30 m-re húzóódó vastag pados szürke andezitből vett minta.



Az SzE jelű minta az etage-szint főfejtési frontjának alsó harmadából származó kőzetminta.

Az andezit termelése 1965-ben ezen a szinten folyt, jól gépesítve volt. A fejtett kőzetet az e szinten lévő törőműhöz szállították, majd innen jutott a puffertárolóba.

A kőzet az etage-szint nagy részén jó minőségű, üde volt. A törőmű felé eső részen erősen elváltozott, bomlott jellegű, színe vörösesbarna volt.

Az EF jelű minta az az etage-szint dácitteléréből, a talppont közeléből származó minta.

A dácit a malomvölgyi bányában és az etage-szinten csak vékony telér formájában jelentkezett. Nagyobb mennyiségű megjelenése a 300 A.f. magasság feletti, itt a csákhegyi bányában jelentős mennyiségű kockakövet termeltek.

A dácit telér formájában az első két szinten a bánya ÉNy-i szegélyén tört át.

### 32.2.2.2. A kőzetek kopásállósága és szívóssága

Az adalékanyag önmagában való kopásállóságát vagy szívósságát Böhme-, Los-Angeles-, Deval- és Stübel-módszer szerinti vizsgálattal szokás megítélni. A Böhme-féle vizsgálatot valamennyi kőzetfajtával, míg a többit csak egyes esetekben végeztük el. Úgy véltük, hogy ebből a szempontból a szobi anyag jobban feltártnak tekinthető, mint a mátyáshegyi.

#### 32.2.2.2.1. A kopás vizsgálata Böhme-rendszerű koptatógépen

Az MSZ 1991 9. pontja szerint előkészített próbatesteket száraz, illetve nedves koptatásnak vetettük alá. A koptatópor jellemzői:

Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> -tartalma		93%
korundtartalma		85%
SiO <sub>2</sub> -tartalma		1%
szemnagyság:	a 0,25 mm-es lyukbősségű szitán áthullott	0%
	0,125 mm-es lyukbősségű szitán áthullott	90%
sűrűség	3,95 kg/dm <sup>3</sup>	

Az átlagos kopási értékeket a 32.8. táblázat, a nedves koptatással nyert kopási mértéknek a száraz koptatással megállapított kopási mérőszámhoz viszonyított értékeit pedig a 32.9. táblázat tartalmazza.

A kopásértékek közül a magasságsökkenést tekintjük mértékadónak, mivel a tömegcsökkenésbe a vizsgálat során bekövetkező nedvességcsökkenés okozta tömegvesztés is belejátszhatott.

A vizsgálat szerint egyenletes kopás szempontjából az EF jelű dácitok mutatkoztak a legellenállóbbaknak. Ezek kopási mértéke kb. megegyezik a kopásállónak ismert zalahalápi és uzsai bazaltéval [Balázs–Erdélyi–Horváth (1967)]. Jók a VMA és VMF jelűek (bár az utóbbinak nagyon nagyra adódott a nedves kopása). A DA és

**32.8. táblázat.** Átlagos (5 mérés) kopásértékek (Böhme-vizsgálat)

A kőzet jele	Magasságsökkenés (mm)		Tömegsökkenés (g)	
	száraz	nedves	száraz	nedves
	koptatással		koptatással	
DA	5,28	5,36	59,2	70,0
DF	5,37	5,57	63,6	75,6
VMA	3,80	4,57	48,2	61,4
VMF	3,76	5,47	48,8	73,2
MV	2,79	3,60	33,5	45,4
SzE	5,35	8,77	60,2	106,0
EF	2,66	3,03	34,4	44,80

**32.9. táblázat.** Kopásnövekmény a vízzel telített testek koptatása során

A kőzet jele	A növekmény (%)	
	magasságsökkenés	tömegsökkenés
	esetén	
DA	1,5	18,2
DF	3,7	18,8
VMA	20,2	27,4
VMF	45,5	56,5
MV	29,0	36,7
SzE	64,0	76,1
EF	13,9	30,1

DF jelűek esetén nagy volt a száraz kő kopása, de alig nőtt meg, ha vízzel telítettük a köveket. Az SzE jelű kő kopásálló betonba nem javasolható, mivel különösen nagy a vízzel telített kövek kopása.

#### **32.2.2.2.2. Los Angeles-dobban végzett vizsgálat**

Teljesen megbízhatóan, egymástól elkülönítve érkeztek a Tanszékre a VMA és VMF jelű zúzalékok és zúzott kövek a következő frakciókban: NZ 12/22, NZ 22/40, NZ 40/65, NZ 65/100. A vizsgálatot az MSZ 1991 11. pontja szerint végeztük el a szabvány szerinti B, C, D és F szemmegoszlású, kiszárított anyaggal, továbbá a VMA jelű kőzetből összeállított F szemmegoszlású zúzott kővel 15 l víz hozzáadásával és a VMF jelű kőzetből összeállított C szemmegoszlású anyaggal, 10 l víz hozzáadásával.

A Los Angeles-vizsgálat adta kopásmérték alapján a kőzet megítélésére vonatkozó osztályozás alapjául szolgáló számértékeket csak az [*Papp-Kertész* (1964)] irodalomban találtunk.



Kopási %	Osztályozás
0–15	kiváló
15–20	jó
20–30	megfelelő
30–40	gyenge
40 felett	rossz

Ezek alapján mindkét adalékanyag valamennyi frakciója jó minőségű. A nedves koptatás szerinti kopásmérték nem adódott rosszabbra a száraz koptatás szerinti kopásmértéknél.

A DA és DF jelű zúzott köveket kézi erővel való töréssel állították elő, azok nagy szemmagyságuk miatt nem voltak alkalmasak a Los Angeles-dobban végzett vizsgálatra.

### 32.2.2.2.3. Deval-dobban végzett vizsgálatok

Deval-dobban a vizsgálatot az MSZ 1991 10. pontja szerint végeztük el. A kapott eredmények:

Kőzet jele	Deval-érték			Ismétlés száma
	átlagos	min.	max.	
VMA (száraz)	11,2	10,0	12,5	2
VMF (száraz)	11,0	10,9	11,1	2
DA (száraz)	15,8	12,9	18,1	4
DA (vizes)	3,8	3,6	3,9	4

A [Palotás–Balázs–Erdélyi (1965)] megadott osztályozási határok szerint a száraz koptatás alapján a VMA és VMF jelű kőzet elfogadható, a DA jelű jó minőségű. Arra nincsen adatunk, hogy a vizes koptatás szerint kicsi Deval-érték alapján melyik osztályba soroljuk a DA jelű kőzetet.

### 32.2.2.3. A kőzetek nyomószilárdsága

A kőzetek nyomószilárdságát az MSZ 1991 8. pontja szerint vizsgáltuk: 5–5 db, kb. 5 cm élhosszúságú, kiszáritott, légszáraz, illetve vízzel telített kockát vizsgáltunk meg. A mért kockaszilárdságokat a 32.10. táblázatban foglaltuk össze.

Sok szabályzat és előírás azt kívánja meg, hogy

$$t_1 = \frac{\sigma_{ny,v}}{\sigma_y} = 0,8$$

legyen. A képletben

$t_1$  értékét vízlágyulásnak (lágyulási tényezőnek) nevezzük,  
 $\sigma_{ny,v}$  a vízzel telített kockák nyomószilárdsága,  
 $\sigma_y$  a légszáraz kockák nyomószilárdsága.

A vizsgált kőzetek átlagos nyomószilárdságát a 32.10. táblázatban a légszáraz, illetve kiszáritott állapotra vonatkoztatott vízlágyulását a 32.11. táblázatban tüntetjük fel.

Mind szilárdság, mind vízlágyulás szempontjából a szobi SzE és MV jelű kőzetek mutatkoztak a legjobbaknak. A legkedvezőtlenebb eredményeket a dunabogdányi bányából vett minták adták, de még ezek vízlágyulása is meghaladja a 0,8 értéket.

Tájékoztatásul nyomógépben eltörtük a közel 7 cm élhosszúságú, koptatott próbakockákat is. Az átlagszilárdságokat a 32.12. táblázat tartalmazza. Egyes esetekben a szilárdságok eltérnek a 32.10. táblázatban megadott átlagszilárdságoktól, de a kövek jósági sorrendje ezáltal alig változott.

**32.10. táblázat.** Különböző kőminták átlagos nyomószilárdsága

Kőzet jele	Átlagos nyomószilárdság (N/mm <sup>2</sup> )			
	kiszáritott	légszáraz	vízzel telített	kristályosítás után kiszáritott
	kockákon mérve			
DA	133,2	97,3	77,9	107,6*
DF	142,5	119,2	107,9	136,6*
VMA	173,2	138,0	184,2	228,0*
VMF	163,8	132,5	125,1	172,1*
MV	265,7	194,1	207,2	258,6*
SzE	162,9	112,1	106,2	155,0*
EF	262,0	205,1	227,2	239,2*

A \*-gal jelölt értékek a kétféle kristályosítási oldatban való kezelés után kapott szilárdságok középértéke

**32.11. táblázat.** Különböző kőminták vízlágyulása

A kőzet jele	Légszáraz	Kiszáritott
	kockák vízlágyulása	
DA	0,800	0,585
DF	0,905	0,757
VMA	1,320	1,060
VMF	0,945	0,765
MV	1,060	0,775
SzE	0,945	0,655
EF	1,110	0,846



**32.12. táblázat.** A Böhme-gépen koptatott kockák átlagszilárdságai és vízlágyulása

A kőzet jele	Nyomószilárdság (N/mm <sup>2</sup> )		Kiszáritott kockák vízlágyulása
	kiszáritva	vízzel telítve	
DA	131,4	78,6	0,600
DF	167,3	104,7	0,625
VMA	223,8	148,5	0,665
VMF	225,2	130,0	0,577
MV	251,0	169,9	0,677
SzE	141,3	77,2	0,545
EF	245,5	197,2	0,802

#### 32.2.2.4. A zúzalékok, illetve zúzott kövek alakú tényezője, szemmegoszlása

A tömegbetonok esetén kívánatos minimális cementtartalmat csak úgy tudtuk meghatározni, ha az adalékanyag-szemcsék nemcsak nagyságra, hanem alakra is olyanok, hogy lehetővé teszik a minimális habarccstartalmak elérését. Alakjukat tekintve a kubikus szemcsék a legkedvezőbbek.

A kedvezőtlen (hosszúka, lemezes) szemcsék nagymértékben megnövelik a bedolgozási munkát is. Az előírt szilárdság elérésére több cementtel folyósabb betont kell készíteni, mint ahogy azt kedvező alakú szemcsék esetén megtehetnénk.

**32.13. táblázat.** Alakú tényezők összesítése (MSZ 4713 szerint)

Minta jele		SzE	MA	MF
65/100	Lemezes és hosszúka	–	1	2,7
	Hosszúka	–	22	14,4
	Lemezes	–	14	10,8
	Kubikus	–	63	72,1
40/65	Lemezes és hosszúka	–	14	7
	Hosszúka	–	15	14
	Lemezes	–	30	38
	Kubikus	–	41	41
22/40	Lemezes és hosszúka	10	7	11
	Hosszúka	19	5	3
	Lemezes	40	68	63
	Kubikus	31	20	23
12/22	Lemezes és hosszúka	–	13	8
	Hosszúka	–	20	28
	Lemezes	–	25	27
	Kubikus	–	42	37

A szemalak jellemzésére az MSZ 4713 szabvány 3.234. pontja szerinti vizsgálatot végeztük el. Esetenként 100–100 db követ vizsgáltunk meg. A de Quervain-féle ábrázolásból megállapítható volt, hogy a vizsgált szemek milyen százalékmegoszlásban, milyen alakúak (kubikus, lemezes, hosszúkás, lemezes és hosszúkás). Az így értelmezett alakú tényezők összesítését a 32.13. táblázat tartalmazza.

A 32.13. táblázat alapján megállapíthatjuk, hogy a de Quervain-féle alakú tényezőt tekintve legkedvezőbb a 65/100-as funkció, ugyanis a VMA jelűből 65%, a VMF jelűből 72,1% kubikus. A 40/65-ös anyag esetében kubikus részek aránya 41%-ra csökkent. A 12/22-es zúzalék esetén a kubikus részek aránya hasonló. A legkedvezőtlenebb a 22/40-es frakció, amelyben a lemezes részek mennyisége dominál.

A 22/40 frakció e szempontból rendellenesen viselkedett, mert a többszöri törés fokozatosan rontotta a kubikus szemcsék részarányát. Feltehető, hogy a frakció aprítási hatásfoka más, mint a többié (a beadagolt és a kijövő termék átlagos átmérőinek viszonyát nevezik aprítási hatásfoknak), s más gépbeállítással a kedvezőtlen eredményen változtatni lehet.

A vizsgált zúzalékok közül csak egyeseknél marad a lemezes és hosszúkás részek arányos az MSZ 1992-59 5.7. pontjában engedélyezett 8% alatt, tehát e szabvány előírásainak a zúzalékok és zúzott kövek nagy része nem felel meg.

Az egyes frakciók halmazsúlyait MSZ 4713 szabvány 3.241. pontja szerint, légszáraz állapotú anyaggal állapítottuk meg. Az átlagértékeket, a minimumokat és maximumokat a 32.14. táblázatban foglaltuk össze.

Az osztályozó vizsgálatot az MSZ 4713 szabvány 3.22. pontja szerint, körlyukú rostákkal végeztük. Minthogy ezek az anyagok megbízható csomagolásban kerültek a Tanszékre, szemmegoszlási vizsgálatuk megmutatja az osztályozás élességét is. A 32.15. táblázatban kimutattuk a névleges és a tényleges osztályozási határok

32.14. táblázat. A vizsgált zúzalék, ill. zúzott kövek halmazsúlyai

Kőzet jele	Frakció jele	Halmazsúly ( $t/m^3$ )		
		átlag	$\sigma$ min.	max.
VMA	NZ 12/22	2,01	2,00	2,02
	NZ 22/40	2,08	2,03	2,15
	NZ 40/65	1,97	1,94	1,99
	NZ 65/100	2,04	1,98	2,09
VMF	NZ 12/22	1,97	1,93	2,00
	NZ 22/40	2,07	2,00	2,13
	NZ 40/65	1,93	1,91	1,96
	NZ 65/100	1,94	1,87	2,05
DA	–	1,43	1,38	1,51
Szob	–	1,34	1,32	1,36



**32.15. táblázat.** VMA és VMF jelű zúzalékok és zúzott kövek szemmegoszlásának eltérése a névleges szemmegoszlástól

Kövek jele	Frakció jele	Eltérés (%)		
		lefelé	felfelé	összesen
VMA	NZ 12/22	29,5	1,0	30,5
	NZ 22/40	77,3	0,6	77,9
	NZ 40/65	8,6	23,7	32,3
	NZ 65/100	15,5	36,0	51,5
VMF	NZ 12/22	31,5	0,0	1,5
	NZ 22/40	76,8	0,3	77,1
	NZ 40/65	17,6	7,9	25,5
	NZ 65/100	10,1	39,0	49,1

közötti eltérést. Az eltérés különösen nagy az NZ 22/40 frakciónál, amelynél az anyagnak több mint a háromnegyed része kívül esik a névleges szemcseméreten. De a többinél is nagy az eltérés.

A vizsgált anyagok közül az MSZ 1992-59. 2. pontja előírásainak egyik sem felel meg.

E kérdés fontosságát ismervé kértük meg a Kő- és Kavicsipari Trösztöt, hogy az osztályozás élességét bányánként, zúzóművenként és frakciónként, és időbeni változásában bocsássa rendelkezésünkre, a Tröszt azonban kevés mérési adattal rendelkezik. Mielőtt ezeket a kőzeteket vízépítési betonba felhasználnánk, legalább egy fél-éven át rendszeresen ellenőrizni kell a kikerült zúzott anyagot, hogy a betonkeverés megbízható adatokra támaszkodhasson.

A *dunabogdányi zúzott kő* szemmegoszlását nem rajzoltuk fel, mert nem gépi töréssel készült.

### 32.2.2.5. A kőzetek időállósága

A vízépítési betonokat tekintve az időállóság (tartósság) nagyon fontos kérdés. Ebbe a fogalomkörbe tartozik

- a fagyállóság,
- hőtűrés,
- vízállóság,
- klimatikus fárasztással szembeni ellenállás,
- és vegyi hatásokkal szembeni ellenállás.

Igen élesen vetette fel az időállóság kérdését az, hogy gazdaságossági okokból számításba jöhetett a dunai homokos kavics szemmegoszlásának a javítása andezittel. Minthogy hazánkban kellő mélységű kőzetvizsgálatok még nem folytak, ezekre a vizsgálatokra különös súlyt helyeztünk.

### 32.2.2.5.1. Fagyállóság vizsgálata váltakozó fagyasztással

A kőzetek fagyállóság-vizsgálatát az MSZ 1991 szabvány 7. pontja szerint végeztük el. 5–5 db kb. 5 cm élhosszúságú kockát vetettünk alá váltakozva (+20 – –20 °C) a szabványban előírt fagyhatásnak. Valamennyi kockát minden 25-szöri fagyasztás után gondos vizsgálatnak vetettük alá. A fagyasztást 150-szer ismételtük meg. A 150-szeres fagyasztást azért választottuk, mert a csehszlovák vízépítési beton szabvány szerint, amely a GOSZT előírásait vette át, a vízépítési betonoknak a fagygyal szembeni ellenállását 150-szeres ismétléssel lehet elbírálni, figyelembe véve a hazánkban várható fagyos napok számát, tartamát és intenzitását. Szabad szemmel nem tudtunk káros elváltozást megállapítani. Tömegcsökkenés is csak elhanyagolható mértékben fordult elő. Az MSZ 1991 szabvány a fagyállóság mértékét a fagy hatására bekövetkező tömegvesztesség függvényében adja meg. E határértékek alapján a kőzeteket fagyállónak kell minősíteni.

Megjegyezzük, hogy a magyar szabvány nem tartalmaz előírást a fagyasztott szabályos testben megengedhető hőmérsékleti grádusra vonatkozóan, holott irodalmi adatok szerint a gyorsfagyasztó vizsgálatok esetén (ilyen az MSZ szerinti is) a romboló hatást nemcsak, és nem is elsősorban a megfagyó víz jégnyomása, hanem a próbatesten belüli különböző hőmérsékletek okozta különböző hosszváltozások, illetve az ennek megfelelő feszültségek okozzák. Ilyen értelemben minden gyorsfagyasztó vizsgálat a természetben előforduló lassúbb hőmérsékletváltozásokhoz képest igen szigorú vizsgálatot jelent.

A fagyasztás-olvasztási ciklusok hatását ki szokás fejezni az ún. fagylágyulási tényezővel

$$f = \frac{K_f}{K_0}$$

ahol  $K_f$  jelenti a fagyasztás utáni,  $K_0$  jelenti a fagyasztás előtti nyomószilárdságot vízzel telített állapotban. Azért, hogy  $f$  értékét kiszámíthassuk, az 50, 100., illetve

**32.16. táblázat.** Különböző mértékű fagyhatásnak kitétt próbakockák átlagos nyomószilárdságai és fagylágyulási tényezője

A kőzet jele	Nyomószilárdság (N/mm <sup>2</sup> )			
	0	50	100	150
	fagyasztás után			
DA	77,9	74,7	80,4	84,3 (1,08)
DF	107,9	83,0	96,8	105,9 (0,99)
VMA	184,2	103,3	131,3	153,3 (0,83)
VMF	125,1	103,7	92,1	115,7 (0,92)
MV	207,2	165,9	185,1	189,0 (0,91)
SzE	106,2	74,7	82,0	90,0 (0,85)
EF	227,2	203,8	229,7	239,7 (1,05)



150. fagyasztás után 5–5 db próbakockát eltörtünk. Az átlagos szilárdsági értékek a 32.16. táblázatban találhatóak. Megjegyezzük, hogy míg az 50., illetve 100. fagyasztás után közvetlenül elvégeztük a törést, addig a 150. fagyasztás esetében követőt kb. 1 hónapi vízben tárolás után.

32.17. táblázat. A próbakockák rugalmassági modulusai.

Kőzet jele	Kiszáritott kockák			Vízrel telített kockák			150-szer fagyasztott, vízzel telített kockák		
	E-modulusa (kp/mm <sup>2</sup> )								
	jel	egyenként	átlag	jel	egyenként	átlag	jel	egyenként	átlag
DA	26	37,7	29,8	41	42,2	38,8	11	31,2	40,0
	27	33,2		42	45,6		12	39,2	
	28	28,4		43	40,0		13	45,1	
	29	30,4		44	32,6		14	45,5	
	30	19,3		45	33,8		15	38,9	
DF	26	25,2	24,2	41	34,3	35,9	11	43,8	42,3
	27	25,9		42	40,4		12	45,4	
	28	23,4		43	34,0		13	47,8	
	29	27,2		44	35,7		14	40,5	
	30	19,5		45	34,8		15	34,0	
VMA	26	59,6	54,4	41	66,9	65,0	11	73,9	71,7
	27	59,8		42	65,7		12	69,9	
	28	48,0		43	62,6		13	69,3	
	29	58,1		44	72,5		14	71,9	
	30	46,5		45	57,5		15	73,5	
VMF	26	59,9	56,3	41	59,8	63,8	11	75,6	67,8
	27	58,6		42	57,1		12	61,2	
	28	57,5		43	68,5		13	71,5	
	29	57,2		44	75,0		14	71,6	
	30	48,4		45	58,5		15	59,0	
MV	26	62,7	52,8	41	71,5	57,3	11	68,3	71,1
	27	49,8		42	72,3		12	68,3	
	28	47,5		43	44,8		13	72,0	
	29	56,0		44	57,3		14	51,0	
	30	48,0		45	40,6		15	89,0	
Sze	26	38,8	36,1	41	45,5	46,2	11	47,7	54,1
	27	19,3		42	44,7		12	53,8	
	28	40,2		43	46,1		13	45,9	
	29	46,5		44	47,2		14	57,2	
	30	35,9		45	47,7		15	65,6	
EF	26	55,2	51,5	41	51,3	69,7	11	61,5	60,3
	27	60,7		42	79,0		12	68,7	
	28	29,6		43	74,1		13	–	
	29	61,2		44	67,0		14	50,8	
	30	44,0		45	69,0		15	–	

Érdekes, hogy az 50. fagyasztás után kaptuk a legkisebb szilárdságot, a 100. fagyasztás után nagyobb, és a 150. fagyasztás után a legnagyobb. Mivel az 50. fagyasztás után a kockák szilárdságának a szórása is elég nagy volt, ezért a későbbiek során a kockák nyomott felületét törés előtt még egyszer csiszoltuk.

A magyar szabványok nem adtak meg számadatokat az  $f$  tényező értékelésére. Az  $f$  határértékére a német szabvány 0,85-öt, az osztrák szabvány 0,80-at írt elő. Az előbbi előírás szerint a VMA jelű kőzet kivételével mind fagyálló, az utóbbi szerint pedig még az is, 150 fagyasztási ciklusra értelmezve.

Szokás a fagyállóságot a fagyasztás-olvasztási ciklusoknak kitett próbatestek dinamikus rugalmassági modulusával, illetve ennek százalékos csökkenésével jellemezni. Ezért 500 kHz-es mérőfejjel ellátott BI-8 betonoszkóppal megvizsgáltuk a próbakockák dinamikus Young-modulusát. Az eredményeket a 32.17. táblázat tartalmazza. A táblázat adatai alapján a fagyveszélyességre vonatkozó egyértelmű következtetést nem tudunk levonni. Az eredmények szemre összefüggnek a szilárdságokkal, annak ellenére, hogy a hasáb alakú próbatestek sokkal alkalmasabbak lennének az E-modulus meghatározására. Feltűnő viszont, hogy a kiszárított próbakockáknak legkisebb az E-modulusa.

### 32.2.2.5.2. A kövek lineáris hőtágulási együtthatója

Andezitek térfogati vagy lineáris hőkiterjedési együtthatójára sem hazai, sem külföldi kézikönyvekben nem találtunk adatot. Emellett az andezitek változatossága amúgy is szükségessé tette volna a kérdéses ásványos összetételű andezitek ilyen irányú alapos vizsgálatát.

A hétféle kőzetmintából a rétegződés irányára való tekintet nélkül 3-3 db 1 cm×1 cm×7 cm méretű hasábot fűrészeltünk ki.

Úgy mértünk, hogy valamennyi próbatestre két-két szemben lévő oldalára 2 cm alaphosszú nyúlásmérő bélyeget ragasztottunk, és különböző hőmérsékleten megállapítottuk a próbahasáboknak az általunk választott vörösréz etalonhasáb alakváltozásához viszonyított lineáris alakváltozását. A -20–30 °C hőmérsékletet fagyasztó-

32.18. táblázat. A vizsgált kövek lineáris hőtágulási együtthatója

Kő jele	A hőtágulási együttható ( $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )			
	egyenként			átlag
DA	14,58	10,37	9,46	10,47
DF	10,64	10,50	9,93	10,36
VMA	9,03	9,92	9,90	9,62
VMF	9,87	9,63	9,00	9,50
MV	9,77	11,10	9,92	10,26
SzE	9,64	10,95	10,53	10,37
EF	9,25	8,92	9,75	9,31



szekrényben, a +100–140 °C hőmérsékletet elektromos szárítószekrényben állítottuk elő. A próbatestek és a környező légtér hőmérsékletét réz-konstantán termoelemekkel mértük.

A nyúlásmérést többször megismételtük. A kövek lineáris hőtágulási együtthatóját úgy határoztuk meg, hogy a vörösréz ismert lineáris hőtágulási együtthatójából (0–100 °C között  $1,65 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ) kivontuk a réz és kő hőtágulásának a mért különbségét. A számítás során eltekintettünk attól, hogy mind a vörösréz (20 °C-on  $1,62 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ), mind a kő hőtágulási együtthatója kis mértékben függ a hőmérséklettől is. A 32.18. táblázatban mért egyes és számított átlagos hőtágulási együtthatókat is feltüntettük.

A 32.18. táblázatból is látható, hogy a vizsgált andezitek átlagos lineáris hőtágulási együtthatója  $9,50 \cdot 10^{-6}$ – $10,47 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  érték között változik. A dácité pedig  $9,31 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . Lényeges eltérés van azonban a kvarc ( $14 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ) és a vizsgált kőzetek hőtágulási együtthatója között. Ha tehát pl. a nagymarosi duzzasztónál 0/30 mm szemmagyságú homokos kavicsot 30/120 mm szemmagyságú andezittel vagy dácittal akarunk egybeépíteni, számolni kell azzal, hogy az adalékanyag hőtágulási együtthatóinak  $4 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  nagyságrendű eltérése miatt belső feszültségek lépnek fel a betonban, mégpedig egy olyan 3-fázisú rendszer szabályai szerint, amelyben az alapanyag a habarcs, és ebben ágyazva az alapanyagtól eltérő hőkiterjedési együtthatójú és eltérő átlagos szemmagyságú, különböző fajta adalékanyagok vannak. Kétfázisú rendszerekre vannak irodalmi adatok, háromfázisú rendszerre vonatkozó feszültségszámítási módszer további kutatást igényel.

### 32.2.2.5.3. A kőzetek kristályosítási vagy épségi vizsgálata

A költséges és hosszadalmas fagyasztási vizsgálatot igyekeznek a gyorsabb kristályosítási vagy épségi vizsgálattal helyettesíteni (MSZ 4713-55. függelék és ASTM C 88-59 T). A vizsgálat során a kiszámított szabályos vagy nagyobb szemű aprított kőzetmintát szabványos körülmények között ötször egymás után  $\text{MgSO}_4$  vagy  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  vagy  $\text{NaCl}$  telített oldatába helyezik. Az időállóságra a kristályosodás hatására lerepedt vagy elposhadt részekből adódó tömegveszteség (%) mértékadó.

A 7 kőzetmintából 5–5 db-ot  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , 5–5 db-ot  $\text{MgSO}_4$  telített oldatába helyeztünk, a vizsgálat során és a 32.4.–32.5. ábrán, illetve a 32.19. táblázatban megadott értékeket kaptuk.

Az épség mértékének a tömegveszteség alapján való megítélésére magyar előírás nem volt. Az STM C 33-59 szerint cementbetonok adalékanyagául szolgáló kőzet megengedett legnagyobb tömegveszteségei durva adalékanyag esetén

$\text{MgSO}_4$  oldatban 18%

$\text{Na}_2\text{SO}_4$  oldatban 12%

A táblázat adatai alapján tehát kőzeteink fagyállónak nevezhetők.



32.19. táblázat. Kőzetek kristályosítási vagy épségi vizsgálatának az eredményei

		Kőzet jele						
		DA	DF	VMA	VMF	MV	SzE	EF
Testsűrűség légszáraz állapotban (kg/dm <sup>3</sup> )		2,32	2,42	2,61	2,59	2,49	2,46	2,56
Testsűrűség kiszáritott állapotban (kg/dm <sup>3</sup> )		2,29	2,37	2,54	2,51	2,41	2,37	2,54
Víztartalom légszáraz állapotban (%)		1,37	2,07	2,53	3,00	3,26	3,37	1,11
Kristályosítási veszteség Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> oldatban (%)	átlag	-0,32	-0,40	0,17	0,04	-0,12	2,12	-0,55
	min.	-0,55	-0,51	-0,10	-0,06	-0,39	-0,40	-0,70
	max.	-0,01	-0,29	0,51	0,23	0,02	10,90	-0,49
Kristályosítási veszteség MgSO <sub>4</sub> oldatban (%)	átlag	0,51	1,42	-0,02	0,29	0,18	-0,15	-0,21
	min.	0,34	-0,08	-0,06	0,25	-0,003	-0,53	-0,38
	max.	0,76	3,01	0,06	0,38	0,38	0,06	-0,12

#### 32.2.2.5.4. A kőzetek ellenálló képességének vizsgálata

Az eruptív kőzetek ellenálló képességének vizsgálatára az MSZ 1991 sz. szabvány javasolja a 3%-os citromsavval való kezelést. Ennek a módszernek az elvi alapjai az alábbiak.

Az eruptív kőzetek mállásának vizsgálatánál megállapítottuk, hogy a természetben lefolyó mállási vizsgálatokat laboratóriumban a legjobban úgy lehet megközelíteni, ha a kőzet porát vízfürdőn 2 héten keresztül 3%-os citromsavoldattal melegítjük, és utána a kioldott anyagok mennyiségét meghatározzuk. Ezzel az eljárással ugyanazokat a kémiai változásokat lehet a kőzeten előidézni, amelyek a természetben lejátszódó mállás során végbemennek [Bidló (1964)].

A termelőhelyeken begyűjtött mintákból az is megállapítható, hogy a kőzetek tartóssága a vegyi összetételben bekövetkezett változással egyenesen arányos.

A fentiek alapján elvégeztük a minták ellenálló képességének meghatározását is és összehasonlítottuk egy uzsai bazaltmintáéval. A kioldott anyagmennyiség százalékos értéke fordítva arányos a kőzet ellenálló képességével.

Minta jele	Kioldott anyag (%)	Minta jele	Kioldott anyag (%)
DF	13,8	EF	14,6
DA	13,6	VMF	20,07
MV	22,0	VMA	21,6
SZE	20,08	Uzsai bazalt	26,0



Az adatokból következik, hogy a dunabogdányi kőbánya anyaga a legellenállóbb, míg a szobi és mátyáshegyi kevésbé.

*Bidló* Gábor szerint a kémiai hatásoknak teljesen ellenálló kőzetekből kioldható anyagmennyiség 0–10% között volt. Az általa javasolt fokozatok voltak:

0–10%	teljesen ellenálló (nem bomlik)
10–20%	ellenálló
20–30%	kevésbé ellenálló
30% felett	nem ellenálló.

A kioldott anyagmennyiségek szerint az összes vizsgált kőzet kedvezőbb az uzsai bazaltnál. A módszer továbbfejlesztésével egy olyan gyors vizsgálati módszert nyerhetünk, amellyel eddig még nem eléggé feltárt kőzet kémiai értelemben vett időállóságát meg lehet ítélni.

### 32.2.2.5.5. A kőzetek kémiai összetétele

A kémiai elemzés során mindig a klasszikus gravimetriás módszereket használtuk, mert tapasztalataink szerint ezek a módszerek jobban reprodukálhatók és pontosabban, mint a gyakran használt térfogatos-komplexummal való titráláson alapuló módszerek. Az egyes kőzetek kémiai összetételét a 32.20. táblázatban foglaltuk össze.

Mivel az  $\text{SiO}_2$  tartalom minden esetben 55–65% között volt, ezért valamennyi kőzetet a semleges kőzetek csoportjába sorolhatjuk, amikor is a kvarc földpát formájában van jelen, tehát a kémiai összetétel alapján még nem kedvezőtlenek a megvizsgált kőzetek.

32.20. táblázat. A kőzetek kémiai összetétele

	DA	DF	VMA	VMF	MV	SzE	EF
	jelű kőzetek kémiai összetétele (%)						
$\text{SiO}_2$	64,82	61,49	58,86	59,02	60,24	59,70	59,13
$\text{Al}_2\text{O}_3$	18,60	16,92	20,36	18,25	11,13	18,17	18,75
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	2,60	3,98	2,89	2,60	4,71	2,22	4,13
FeO	1,96	3,64	3,15	2,84	8,18	4,07	1,86
CaO	4,11	3,12	6,17	6,19	5,02	6,31	4,43
MgO	0,58	3,95	2,10	2,72	2,19	2,00	0,39
$\text{Na}_2\text{O}$	3,20	3,31	3,74	3,02	3,89	2,89	4,21
$\text{K}_2\text{O}$	2,17	2,45	0,52	2,76	3,50	2,13	2,07
Izz.veszt.	1,98	1,14	3,05	1,42	1,14	2,20	2,16

### 32.2.2.5.6. A kőzettani vizsgálat

#### DA jelű kőzet (32.21. táblázat)

32.21. táblázat. DA jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

	Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:		
plagioklász	24,9	0,70–2,50
biotit	4,2	0,30–1,60
amfibol	0,8	0,20–0,30
gránát	0,5	0,20–0,30
bomlott színes ásv.	1,9	0,20–0,30
hézag (kihullott bomlott színes ásv.)	5,4	0,10–0,40
Alapanyag	62,3	

Az andezit szabad szemmel nézve középszürke, érdes felületű, kissé porózus. Jól felismerhetők benne a szürke plagioklász táblák, helyenként a fénylő biotit pikkelyek.

*Plagioklász.* Nagy táblás kifejlődésű (0,7–2,5 mm), általában zónás megjelenésű. Gyakori a csoportos megjelenés, átnövés. Összetétele kioltási szög alapján labrador jellegű, a zónás külső szegélye andezit.

A porfíros plagioklászok nem egészen üdék. Általában közepükön nagyfokú kalцитosodás figyelhető meg. Igen gyakoriak az apró zárványok: kőzetüveg és érc. Egyes nagyobb táblák központi része teljesen elbomlott.

*Biotit.* Selymes fényű, jól fejlődött hatszögletű lemezek, ritkábban táblás egyének formájában jelenik meg. szegélyein beöblösödések, magmás korrózió hatása észlelhető, egy része teljesen elbomlott. Mennyisége a kőzetben nem jelentős (4,2%).

*Amfibol.* Jelentéktelen mennyiségű (0,8%). Megnyúlt kristályainak szegélyén erős bomlás figyelhető meg.

*Gránát.* Apró barnás-vöröses szemek formájában jelentkezik. Igen ellenálló, mennyisége jelentéktelen.

*Alapanyag.* Mennyisége a kőzetben igen jelentős (62,3%). Uralkodóan apró, 0,08–0,2 mm hosszú *plagioklász* lécekből (mintegy 2/3) áll. A plagioklászok általában ikerlemezések, uralkodóan 2 ikerből állnak. Összetételre nézve kissé savanyúbbak, mint a porfíros plagioklászok.

Az alapanyagban elszórta, szabálytalan foltok alakjában kőzetüveg figyelhető meg. Mennyisége a kőzetben változó. *Vendl* Aladár és *Takáts* Tibor vizsgálatai szerint a kőzet mállási folyamatainak ez a megindítója. Ugyanis a kékeszöld, üde kőzetbeli üveg az atmoszferiliák hatására oxidálódik, és az oxidáció vízfelvétellel is együtt jár.

A színes ásványok bomlási helyén jelentéktelen mennyiségű *kvarc* is előfordul.

Az alapanyagban elhintve apró szemek formájában *magnetit* is előfordul, legtöbbször a színes, bomlott ásványok helyén. A kőzetbeni hézagok nagyrészt a teljesen elbomlott, kihullott színes ásványok helyén elszórta jelentkeznek.



A kőzet gránátos *biotitamfibolandezit*; szövete üvegtartalmú mikroholokristályos porfíros.

### DF jelű kőzet (32.22. táblázat)

32.22. táblázat. DF jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

		Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:	plagioklász	17,3	0,45–1,20
	biotit	3,7	0,45–1,65
	amfibol	0,5	0,20–0,80
	gránát	0,2	0,20–0,30
	bomlott színes ásvány	2,2	0,10–0,30
	hézag (kihullott bomlott színes ásvány)	5,6	0,30–1,20
Alapanyag		70,4	

Az andezit szabad szemmel nézve világosszürke, sárgás foltokkal. Felülete kissé érdes, porózus. Felismerhetők benne a plagioklász táblák és ritkábban a színes ásványok. A kőzet kevésbé üde, mint az alsó szintről származó.

A felső szintről származó DF jelű minta lényegében azonos összetételű az alsó szintről származó, kékesszürke andezittel. Az alábbiakban tér el:

A DF jelű mintában nagyobb az alapanyag mennyisége: 62,3%-kal szemben 70,4%. Ez annyiban fontos, hogy *Vendl* Aladár korábbi vizsgálatai szerint a mállásnak induló kőzetben az oldás főleg az alapanyagot éri. Ez az alapanyagban jelentkező kőzetüveg oxidációjából adódik.

A porfíros plagioklászok mérete kisebb: 2,5 mm-rel szemben maximum 1,2 mm. A földpát táblák központi része gyakorlatilag szétbomlott.

### VMA jelű kőzet (32.23. táblázat)

32.23. táblázat. VMA-jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

		Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:	plagioklász	24,4	0,50–1,80
	hipersztén	8,9	0,50–1,80
	amfibol	3,4	0,40–0,90
	bomlott színes ásv.	15,8	0,35–0,70
	hézag (kihullott bomlott színes ásv.)	1,0	0,30–0,40
Alapanyag		46,5	

Az andezit szabad szemmel kékesszürke, érdes felületű, tömött. Felismerhető benne a világosszürke plagioklász, a matt sötét hipersztén és a fénylő amfibol.

*Plagioklász.* Nem üde, általában hasadozott, bomlott. Ikerlemezes és zónás megjelenésű, helyenként csoportosan helyezkedik el. Centrális része általában kalcitosodott, helyenként teljesen ép és bomlott zónák váltakoznak. Kioltsági szög alapján labrador jellegű. Gyakoriak a kisebb zárványok.

*Hipersztén.* Gyakori színes elegyrész. Nyúlt tábláit repedések járják át, ezek mentén kisebb méretű bomlás jelentkezik. Egyes részek peremén magmás korrózió jelei mutatkoznak. Gyakori, kevésbé bomló színes ásvány.

*Amfibol.* Meghatározható formában kisebb mennyiségben fordul elő. Általában teljesen elbomlott, csak körvonalai, ún. opacitosságjel ismerhető fel.

A kőzetben jelentős mennyiségben (15,8%) vannak a színes ásványok, főleg amfibol bomlásából származó opacitos zóna, limonitfoltok és helyenként magnetit.

*Alapanyag.* Mennyisége közel azonos a porfíros kiválásokéval (46,5%). Jelentős része kisméretű plagioklász lécekből áll. Az alapanyagban is elterjedt a színes ásvány, ezek elbomlása folytán nagyrészt vasoxidos vörösesbarna foszlányok észlelhetők. Egyébként az alapanyag is kristályos.

A kőzet *amfibolos hiperszténandezit*: szövete mikroholokristályos, porfíros.

## VMF jelű kőzet (32.24. táblázat)

32.24. táblázat. VMF jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

		Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:	plagioklász	36,2	0,80–2,80
	hipersztén	4,4	0,40–1,80
	amfibol	1,2	0,30–0,80
	bomlott színes ásvány	9,5	0,30–0,70
	hézag (kihullott bomlott színes ásvány)	3,9	0,30–0,40
Alapanyag		44,8	

Az andezit szabad szemmel sötétebb szürke színű, felülete érdes, kissé porózus, helyenként mállásra utaló világos foltok figyelhetők meg. Szabad szemmel felismerhetők a szürke plagioklászok és a sötét hipersztén és amfibol.

A kőzet ezen a szinten vékonyabb pados elválásban jelenik meg.

A felső szintről származó andezit lényegében azonos az alsó szintről származóval. Eltérés az alábbi:

A felső szinten lényegében nagyobb a porfíros plagioklászok mennyisége: 24,4%-kal szemben 36,2%. a mennyiség mellett feltűnő a nagyságbeli eltérés is a felső szint javára, 1,80 mm-rel szemben max. 2,80 mm.

A nagyobb termetű és lényegesen nagyobb mennyiségű plagioklászok erősen bomlottak, kalcitosodtak.

A színes ásványok kisebb mennyiségben fordulnak elő, mint mélyebb szinten.



## MV jelű kőzet (32.25. táblázat)

32.25. táblázat. MV jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

		Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:	plagioklász	24,2	0,50–1,80
	amfibol	2,7	0,40–1,40
	biotit	3,0	0,50–1,80
	hipersztén	3,2	0,50–1,80
	bomlott színes ásvány	9,8	0,30–1,20
Alapanyag		57,1	

A kőzet szürke színű, felülete kissé érdes, tömött. Szabad szemmel felismerhető benne a szürke táblás plagioklász, a sötétbarna fénylő biotitpikkely, a megnyúlt barna amfibol. A kőzet üde, csak az elválási síkok mentén jelentkezik kisebb elváltozás.

*Plagioklász.* A porfíros plagioklászok ikerösszenövések, zónás kifejlődésűek. Összetételük kioltási szög alapján labrador és andezit. A plagioklászok központi része bomlott, kalcitosodott, üveges. Egyes táblák teljesen elbomlottak. Gyakoriak a kisebb zárványok.

*Amfibol.* Megnyúlt táblái a legerősebben bomlottak, gyakori a magmás korrózió opacitos szegély, egy része teljesen elbomlott, csak körvonalai határozhatók meg.

*Biotit.* Barna pikkelyei kevésbé bomlottak, helyenként fekete magnezitszegély keretezi.

*Hipersztén.* A színes ásványok közül a legellenállóbb, jelentősebb bomlás csak a peremeken és repedések mentén észlelhető, egyébként az ásvány ép.

*Alapanyag.* A kőzet 57,1%-át alkotja. Uralkodó ásványa a *plagioklász*, az alapanyagnak mintegy 1/3-a. Általában két ikerből álló lécek formájában jelentkezik. Gyakori ásvány a kistermetű lencsék, szemek formájában mutatkozó ellenálló *apatit*. A porfíros ásványok zárványain kívül az alapanyagban is megjelenik a *magnetit*.

A kőzetrepedésekben másodlagos kitöltés, illetve a porfíros plagioklászok bomlása folytán keletkezett *kalcit* mennyisége 3–5%.

A meg nem határozható opacitos zónák, limonitos termékek főleg az amfibolok bomlástermékei.

A kőzet hiperszténes biotit amfibolandezit; szövete holokristályos porfíros, helyenként előfordul mikroholokristályos porfíros kifejlődésben is.

## SzE jelű kőzet (32.26. táblázat)

Az andezit pados elválású, helyenként törések járják át, ezek mentén elváltozás észlelhető. Szabad szemmel nézve a kőzet szürke, üde, tömött. Felismerhetők benne a szürke plagioklász táblák, a fénylő barna biotitpikkelyek és a sötét amfibol.

A malomvölgyi bányában jelentkező dácittelér ezen a szinten is áttört.

32.26. táblázat. SZE jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

		Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:	plagioklász	28,7	0,50–2,80
	amfibol	2,1	0,50–1,00
	biotit	3,7	0,40–0,70
	hipersztén	2,7	0,40–1,20
	bomlott színes ásvány	12,3	0,40–0,70
Alapanyag		50,5	

A kőzet lényegében azonos összetételű a Malomvölgyi kőbányából származóval. Eltérésként jelentkezik a porfíros plagioklászok nagyobb mérete, max. 2,8 mm. Ezek a nagyobb földpátok erősebben bomlottak, általában csak külső zónái épek. A porfíros színes ásványok közül itt is az amfibolok bomlottak el legnagyobb mértékben, nagyobb mennyiségben, mint az alsó szinten (9,8, illetve 12,3%). A biotit kevésbé bomlott, kisebb mérvű az opacitosságé. A hipersztén elszórtan jelentkezik általában ép kristályok formájában. Az alapanyagban szintén a plagioklász lécek az uralkodók. Másodlagosan keletkezett kvarc és kőzetüveg csak jelentéktelen mennyiségben mutatható ki. A repedéseket itt is utólagosan képződött kalcit tölti ki.

A kőzet hiperszténes biotit amfibolandezit; szövete holokristályos porfíros.

### EF jelű kőzet (32.27. táblázat)

32.27. táblázat. EF jelű kőzet mikroszkópi vizsgálatának eredménye

		Térfogat (%)	Méret (mm)
Porfíros kiválás:	plagioklász	25,9	0,40–1,60
	amfibol	2,1	0,40–2,00
	biotit	5,6	0,40–2,40
	hipersztén	1,4	0,60–2,00
	bomlott színes ásvány	12,3	0,60–1,00
Alapanyag		52,7	

A kőzet világosszürke színű, helyenként sárgásfehér foltokkal, kissé érdes, tömött. Szabad szemmel felismerhető benne a szürke táblás plagioklász, a fénylő biotitpikely és a sötét, megnyúlt amfibol.

*Plagioklász.* A porfíros plagioklászok zónásak, nagy táblás kifejlődésűek, ikerlemez megjelenésűek. A legtöbb esetben nagymértékben elváltozottak, csak szegélyzónájuk ép, központi részük kalcitos, helyenként üveges és zárványtartalmú.

*Amfibol.* Meghatározható mennyisége nem jelentős. Nagy része teljesen elbomlott, részben biotittá alakult.



*Biotit.* Sötét pikkelyei általában épek, peremein jelentkezik magmás beöblösődés, korrózió.

*Hipersztén.* Mennyisége nem jelentős, általában a színes ásványok közül a legépebb, peremein jelentkezik elváltozás.

*Alapanyag.* Az alapanyag uralkodóan plagioklász lécek tömegéből áll. A kis lécek savanyúbb összetételűek. A *magnetit* és az *apatit* itt is jelentős szereppel bír. A színes ásványok az alapanyagokban is előfordulnak, főleg a hipersztén. Kis mennyiségben jelentkezik apró *kvarc*szemcse is. Helyenként kisebb foltokban az alapanyag szericitesedése, bomlása figyelhető meg.

A kőzet *hiperszténes biotit amfiboldácit*, szövete holokristályos porfíros.

### **Következtetések a kőzetek alkalmassági vizsgálatáról**

A *dunabogdányi andezit* jó minőségű. Az uralkodó porfíros plagioklászok szegélye ép, központi része általában bomlott, kalcitosodott, kőzetüveget is tartalmaz. A színes ásványok mennyisége nem jelentős; ezek jobban elbomlottak. Nagyobb mérvű oxidáció, bomlás megindulása esetén kedvezőtlen lehet a jelentkező üvegtartalom.

A *mátyáshegyi andezit* mindkét szinten erősen bomlott. Feltűnő a porfíros plagioklászok jelentős mennyisége és ezek erősen bomlott, kalcitosodott volta. A színes ásványok közül a hipersztén ellenállóbb, kevésbé bomlott. Az amfibolok jelentős része gyakorlatilag teljesen elbomlott, eredetileg barna amfibol. Mindkét mintában nagy az erősen elbomlott ásványok mennyisége: 15,8, illetve 9,5% + a kihullott, bomlott részek 1,0, illetve 3,9%.

A *szobi Csákhegy* kőzetei jó minőségűek, tömöttek. A porfíros ásványok közül a nagy plagioklász táblák központi része általában elváltozott, bomlott. A színes ásványok közül az amfibol gyakorlatilag teljesen opacitos, elbomlott, a biotit és hipersztén sokkal épebb.

A korábbi vizsgálatok és tapasztalatok szerint legkedvezőtlenebb tulajdonságú a *dácit*, kockakőként azonban jól bevált. Az andezitet elterjedten használják.

#### **32.2.2.5.7. A kőzetek alakváltozása víz hatására**

A kvarckavics vízfelvétele általában elhanyagolhatóan kicsi. Tehát a vízfelvétel hatására bekövetkező alakváltozása is elhanyagolható. Ha viszont dunai homokos kavicsot andezit zúzott kővel akarunk kiegészíteni, akkor számolni kell a két adalékanyag különböző alakváltozásával.

A legnagyobb az SzE és DF jelű minták alakváltozása. A legkisebb alakváltozást a DA és EF jelű kőzetminták adták. A többi e két érték között található. A mért alakváltozási értékek nagyok. A kőzetek alkalmazhatóságának a megítélése során ezt nem hagyhatjuk figyelmen kívül.

### 32.2.2.5.8. A kőzetek vízfelvétele

Mínt hogy a pórusokba zárt és a fagy hatására kitáguló igen nagy mechanikai nyomást kifejtő víz okozza túlnyomórészt a fagy hatására bekövetkező károsodást, szerkezetrombolást, ezért a vízfelvétel nagysága döntő jelentőségű lehet a fagyállóság elbírálásakor.

A kőzetek vízfelvételeét az MSZ 1991 szabvány 6. pontja szerinti

- 1 atm nyomáson,
- fokozatos víztelítéssel,
- 15–20 mm higanyoszlopnomásnak megfelelő légritkított térben és végül eltérve a szabványtól
- forralással

határoztuk meg.

Valamennyi vizsgálatot ugyanazokon a kockákon végeztük el.

A kísérleti eredményeket a 32.28. táblázat tartalmazza. A táblázat utolsó oszlopában a vákuumban kapott vízfelvételekre vonatkozó telítési tényezőt is feltüntettük.

32.28. táblázat. A kőminták átlagos vízfelvételei

Minta jele	Vízfelvétel (%)				Telítési tényező
	vízben tárolva	fokozatosan vízbemerítéssel	főzéssel	10–20 Hgmm nyomáson	
DA	4,49	4,49	5,15	6,41	0,700
DF	3,59	3,65	3,67	4,58	0,785
VMA	1,55	1,55	1,66	1,72	0,90
VMF	1,90	1,99	2,20	2,25	0,84
MV	2,29	2,29	2,59	2,65	0,865
SzE	1,93	1,93	1,99	2,03	0,95
EF	3,90	3,90	4,60	4,70	0,83

### 32.2.2.5.9. A kőzetek sűrűsége és testsűrűsége

A sűrűsége és testsűrűsége vonatkozó adatokat a 32.29. táblázat tartalmazza.

32.29. táblázat. A kőminták sűrűsége és testsűrűsége

Minta jele	Sűrűség kg/m <sup>3</sup>	Testsűrűség (kiszárítva) kg/m <sup>3</sup>
DA	2 605	2 290
DF	–	2 370
VMA	2 655	2 540
VMF	2 502	2 510
MV	2 520	2 410
SzE	2 675	2 540
EF	2 502	2 370



### 32.2.3. A Nagymaros és Dunakiliti környéki homokos kavics vizsgálata

Tanulmány készült a dunai homokos kavics betontechnológiai alkalmasságáról. Minthogy ott többnyire csehszlovák adatokra hivatkoztak, az alábbiakban néhány hazai vizsgálattal egészítjük azt ki, melyek során a hangsúlyt itt a finomhomok ásványközettani vizsgálatára helyeztük.

#### 32.2.3.1. Rajka, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani vizsgálata

Szemmegoszlási jellemzők:

Legnagyobb névleges szemmagyság	20 mm
Legkisebb névleges szemmagyság	0,25 mm
Finomsági modulus	5,15
Testsűrűség	1720 kg/m <sup>3</sup>
0,1 mm alatti frakció	1,6%
Szemmegoszlás egyenletessége	17%

Kavics-homok arány:

Nagy szemű kavics	35%
Kis szemű kavics	31%
Összes kavics	66%
Összes homok	34%
Durvaszemű homok	47%
Finomszemű homok	53%

A kavics alakjellemzőit a 32.30. táblázatban, a kavics ásványközettani vizsgálatának eredményeit a 32.31. táblázatban foglaltuk össze.

32.30. táblázat. Rajka, Duna-ártéri kavics alakjellemzői

Alkotóelemek	v/s		h/s		lapossági index	
	10-15	15-20	10-15	15-20	10-15	15-20
	mm szemmagyság esetén					
kvarc, kvarcit	0,62	0,65	1,28	1,32	1,84	1,80
eruptív	0,61	0,55	1,36	1,31	1,93	2,08
metamorf	0,49	0,64	1,44	1,54	2,46	1,99
homokkő	0,58	0,50	1,27	1,39	1,94	2,35
mészkö, dolomit	0,444	0,37	1,30	1,14	2,62	2,90
átlag	0,55	0,54	1,33	1,34	2,16	2,22

32.31. táblázat. Rajka, Duna-ártéri kavics ásvány-kőzettani jellemzői

Alkotóelemek	5–10		10–15		15–20	
	mm szemnagyság esetén					
	db	%	db	%	db	%
kvarc, kvarcit	2455	80	367	68	58	55
eruptív	126	4	31	6	10	8
metamorf	75	2,5	25	5	10	8
homokkő	120	4	52	9	16	13
mészke, dolomit	123	7	60	11	18	15
egyéb	76	2,5	5	1	1	1
Összesen	3075	–	540	–	123	–

#### A finom homok ásványkőzettani vizsgálata

Az anyag 0,2 mm-es frakciója került vizsgálatra. A könnyűfrakció uralkodóan szilánkos törésű, éles kvarcsemekből áll, kevés a koptatott anyag mennyisége.

víztiszta kvarc	50%
tejfehér kvarc	33%
rózsakvarc	9%

A maradék anyag csillám, földpát és limonit között oszlik meg. A csillám uralkodóan a nehézásvány-frakcióban jelentkezik.

Nehézásvány-tartalom: 6%, ez viszonylag nagy szám az ércsemekben gazdag könnyűásványok következménye, mivel ezek is a nehéz frakcióba kerültek.

Nehézásvány-frakció összetétele:	csillám	46%
	gránát	19%
	amfibol	19%
	diszten	4%
	sztaurolit	4%
	epidot	2%
	magnetit	3%
	olivin, apatit andaluzit	1%
	eff. kőzettörmelék	2%
		100%

#### Rajkai homokos kavics fedő-homok ásványtani vizsgálata

Az anyag 0,06–0,1 mm-es szemnagysága került vizsgálatra. A könnyűfrakció uralkodóan szilánkos törésű, éles, szilánkos-szögletes kvarcsemekből áll, kevés a koptatott anyag mennyisége:

víztiszta kvarc	57%
tejfehér kvarc	21%
rózsakvarc	5%



A maradék anyag csillám (11%), földpát, limonit. Nehézásvány-tartalom: 1,6%. Sok muszkovit lemezke kíséri az anyagot.

Nehézásvány-frakció összetétele:

gránát	19%	apatit	1%
amfibol	8%	tremolit	4%
diszten	8%	turmalit	2%
aktimolit	13%	hipersztén	2%
epidot	10%	biotit	1%
klorit	10%	magnetit	4%
kloritoid	1%	karbonát	7%
cirkon	3%	csillámpala	4% (töredékek)
titanit	3%		

A szemcsék kevésbé koptatottak, vízzel közlőről szállítottak. Az ásványok nagy része kristályos palából származik.

### 32.2.3.2. Dunaremete, Duna-ártéri kavics ásványközettani vizsgálata

Szemcsemegoszlási jellemzők:

Legnagyobb névleges szemnagyság	30 mm
Legkisebb névleges szemnagyság	0,25 mm
Finomsági modulus	4,98
Testsűrűség	1820 kg/m <sup>3</sup>
0,1 mm alatti frakció	0,7%
Szemmegoszlás egyenletessége	16%

Kavics-homok arány:

Nagy szemű kavics	20%
Kis szemű kavics	33%

32.32. táblázat. Dunaremete, Duna-ártéri homokos kavics alakjellemezői

Alkotó- elemek	v/s			h/s			lapossági index		
	10-15	15-30	30-	10-15	15-30	30-	10-15	15-30	30-
	mm szemnagyság esetén								
kvarc, kvarcit	0,68	0,64	0,58	1,30	1,32	1,25	1,70	1,81	1,95
eruptív	0,59	0,61	0,61	1,38	1,29	1,15	2,04	1,87	1,78
metamorf	0,58	-	-	1,45	-	-	2,21	-	-
homokkő	0,57	0,60	-	1,40	1,40	1,46	2,10	1,98	-
mészkö, dolomit	0,66	0,61	0,36	1,27	1,28	-	1,71	1,85	3,44
átlag	0,60	0,61	0,52	1,36	1,32	1,30	1,96	1,88	2,40

Összes kavics	53%
Összes homok	47%
Durvaszemű homok	36%
Finomszemű homok	64%

A kavics alakjellemzőit a 32.32. táblázatban, a kavics ásványközettani vizsgálatának eredményeit a 32.33. táblázatban foglaltuk össze.

**32.33. táblázat.** Dunaremete, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani jellemzői

Alkotóelemek	5–10		10–15		15–20		30–	
	mm szemmagyság esetén							
	db	%	db	%	db	%	db	%
kvarc, kvarcit	5693	90	419	82	98	60	5	50
eruptív	113	3	38	7	32	20	3	30
metamorf	97	1	12	2	–	–	–	–
homokkő	103	2	17	3	15	10	–	–
mészakő, dolomit	69	1	11	2	9	5	2	20
egyéb	206	3	11	4	8	5	–	–
Összesen	6281	–	508	–	162	–	10	–

### 32.2.3.3. Nagybajcs, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani vizsgálata

*Szemcsemegoszlási jellemzők:*

Legnagyobb névleges szemmagyság	20 mm
Legkisebb névleges szemmagyság	0,25 mm
Finomsági modulus	5,18
Testsűrűség	1850 kg/m <sup>3</sup>
0,1 mm-nél kisebb frakció	0,4%
Szemmegoszlás egyenletessége	28%

**32.34. táblázat.** Nagybajcs, Duna-ártéri homokos kavics alakjellemzői

Alkotóelemek	v/s		h/s		lapossági index	
	10–15	15–20	10–15	15–20	10–15	15–20
	mm szemmagyság esetén					
kvarc, kvarcit	0,67	0,67	1,30	1,31	1,71	1,70
eruptív	0,66	0,55	1,34	1,32	1,78	2,09
metamorf	0,56	0,50	1,42	1,31	2,16	2,22
homokkő	0,54	0,40	1,47	1,27	2,29	2,80
mészakő, dolomit	0,39	0,40	1,24	1,42	2,94	2,98
átlag	0,56	0,505	1,35	1,32	2,18	2,36



Kavics-homok arány:

Nagy szemű kavics	27%
Kis szemű kavics	32%
Összes kavics	59%
Összes homok	41%
Durvaszemű homok	53,5%
Finomszemű homok	46,5%

A kavics alakjellemzőit a 32.34. táblázatban, a kavics ásványközettani vizsgálatának eredményeit a 32.35. táblázatban foglaltuk össze.

**32.35. táblázat.** Nagybajcs, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani jellemzői

Alkotóelemek	5–10		10–15		15–20	
	mm szemnagyság esetén					
	db	%	db	%	db	%
kvarc, kvarcit	2396	86	375	82	55	61
eruptív	43	2	24	5	14	16
metamorf	37	1	18	4	3	3
homokkő	138	5	15	3	5	6
mészke, dolomit	109	4	22	5	11	12
egyéb	47	2	5	1	2	2
Összesen	2770	–	459	–	90	–

*A finomhomok ásványközettani vizsgálata*

Az anyag 0,2 mm-es szemcse nagysága került vizsgálatra. A könnyű frakció egyenletes nagyságú, elég jól koptatott kvarcsemekből áll:

víziszta kvarc	37%
tejfehér kvarc	51%
rózsakvarc	4%

A maradék anyag csillám, limonit, földpát

Nehézasvány-tartalom: 2,7%

Nehézasvány-frakció összetétele:

gránát	57%
csillám	14%
amfibol	9%
piroxén	1,5%
turmalin	1,5%
magnetit	7%
disztén	6%
sztaurolit	4%

A homokfrakció ásványos összetételében természetesen a kvarc az uralkodó. A kvarcsemek koptatottsága eltérő, a víztiszta kvarc minden esetben szögletes, szilánkos, semmi koptatottságot nem lehet megfigyelni.

A tejfehér és rózsakvarc már koptatott, de nem egyenletesen. Az ásványok jelentős része kristályos palából való származásra utal, kevesebb a magmás eredetű, helyi jelleggel előfordul kis mennyiségű epigén ásvány is – kalcit, dolomit, limonit.

### 32.2.3.4. Vác, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani vizsgálata

*Szemcsemegoszlási jellemzők:*

Legnagyobb névleges szemnagyság	20 mm
Legkisebb névleges szemnagyság	0,25 mm
Finomsági modulusz	4,22
Testsűrűség	1680 kg/m <sup>3</sup>
0,1 mm alatti frakció	0,7%
Szemmegoszlás egyenletessége	4%

Kavics-homok arány:

Nagy szemű kavics	8%
Kis szemű kavics	28%
Összes kavics	36%
Összes homok	64%
Durvaszemű homok	34%
Finomszemű homok	66%

A kavics alakjellemzőit a 32.36. táblázatban, a kavics ásványközettani vizsgálatának eredményeit a 32.37 táblázatban adtuk meg.

Valamennyi kavics alakjellemzői jók. A rajkai homokos kavics 0,2 mm-nél finomabb részében sok a könnyen bomló csillám és amfibol. Ha a 0,1 mm-nél finomabb

32.36. táblázat. Vác, Duna-ártéri homokos kavics alakjellemzői

Alkotóelemek	v/s			h/s			lapossági index		
	10–15	15–30	30–	10–15	15–30	30–	10–15	15–30	30–
	mm szemnagyság esetén								
kvarc, kvarcit	0,70	0,61	0,60	1,31	1,33	1,04	1,65	1,80	1,72
eruptív	0,67	0,67	–	1,35	1,26	–	1,75	1,68	–
metamorf	0,66	–	–	1,42	–	–	1,83	–	–
homokkő	0,59	0,59	–	1,35	1,45	–	2,00	2,07	–
mészakő, dolomit	0,54	0,50	–	1,32	1,54	–	2,15	2,50	–
átlag	0,63	0,59	0,60	1,35	1,39	1,04	1,88	2,00	1,72



szemeket kimossuk az adalékból, akkor ennek nagy része eltűnik. A többi helyen a könnyen bomló alkotórészek százalékos mennyisége kicsi.

**32.37. táblázat.** Vác, Duna-ártéri homokos kavics ásványközettani jellemzői

Alkotóelemek	5–10		10–15		15–20		30–	
	mm szemmagyság esetén							
	db	%	db	%	db	%	db	%
kvarc, kvarcit	4252	91	341	87	61	76	3	100
eruptív	141	3	21	5	5	6	–	–
metamorf	36	0,5	12	3	–	–	–	–
homokkő	158	4	9	2	7	9	–	–
mész-kő, dolomit	51	1	5	2	4	5	–	–
egyéb	17	0,5	3	1	3	4	–	–
Összesen	4655	–	391	–	80	–	3	–

### 32.3. Vízépítési nagy műtárgyak építésének betontechnológiai tapasztalatai

A Dunakiliti Duzzasztómű hazánk eddigi legnagyobb vízépítési műtárgya. A tervezés és építés során hallatlanul sok tapasztalat halmozódott föl, amit az utókornak kötelességünk átadni.

A duzzasztómű – építéstechnológiailag – nagy tömegű beton. Ebben a tekintetben hasonlít pl. a Paksi Atomerőműhöz, a Debreceni Ciklotronhoz és sok más műtárgyhoz. A duzzasztóműnek fagyállónak (tartósnak) kell lennie. E tekintetben hasonlít az útbetonokhoz. Ezért amidőn a betontechnológiai tapasztalatainkat röviden összefoglaljuk, hivatkozunk egyéb rokon területeken szerzett tapasztalatainkra is.

Az eredeti tanulmány a vízépítésben dolgozóknak készült. Az egyes fejezetrészeket azok készítették, akik az egyes munkafolyamatokat irányították, illetve végezték, tehát a kérdéskör legjobb szakértői voltak. A tanulmányt Balázs György szerkesztette Kiss Jenő, műszaki vezérigazgató-helyettes (Vízépítőipari Tröszt) felkérésére [Balázs (1990)].

## 32.3.1. A duzzasztómű tervezése

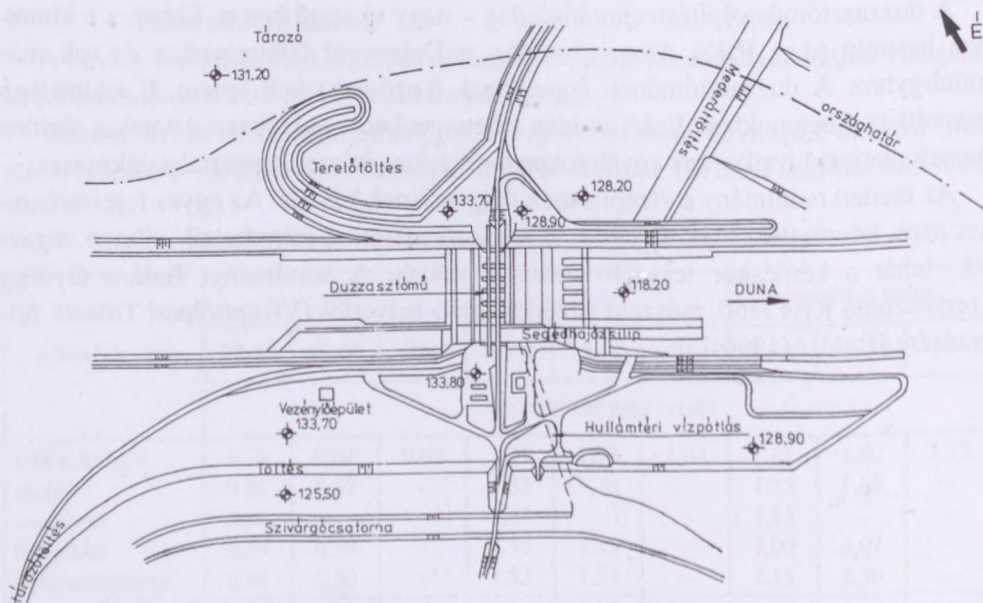
### 32.3.1.1. Általános tervezési szempontok

A duzzasztóművet a Víziterv tervezte. A duzzasztómű hét, egyenként 24,0 m széles nyílású részből áll. A folyásirányra merőlegesen végigmenő, magas küszöbű (120, 70 mB szintű) alaplemeze támaszkodnak a duzzasztómű pillérei. A jobb parti VII. számú nyílás egyben a hajózsilip felső fője. A zsilip hasznos mérete 24×125 m (32.13. ábra). A duzzasztómű két keresztmetszetét a 32.14. ábra szemlélteti.

Az országos szabályzatokban meghatározott követelményeknek megfelelően a mélyépítési létesítmények tervezett élettartama 100 év, a gépészeti és villamos berendezéseké 25 év, az acélszerkezeteké 50 év.

A szerkezetek vizes környezetben helyezkednek el, egy részük állandó vízborítást kap, más részük változó vízállásnak van kitéve, de a vízszint feletti szerkezetek is párás, nedves környezetben vannak. A magyarországi meteorológiai helyzetnek megfelelően ki vannak téve az erős nyári napsütésnek, de a kemény téli hidegnek is. A téli üzem során az alaplemezt és a pilléreket éri a zajló és a dilatáló jég koptató, feszítő hatása, és nem lehet megfedkezni az esetleges jégleeresztéskor előálló dinamikus hatásokról, valamint a hordalék koptató hatásáról sem. Ezen követelményeket figyelembe véve állapították meg a tervezők a beton- és vasbeton szerkezetek minőségére vonatkozó előírásait, figyelembe véve a gazdaságosság követelményét is.

A duzzasztóművet vízfolyásra merőleges irányban, kb. 200 m hosszban dilatáció nélkül építették. Erre az adott lehetőséget, hogy az alaplemez nagy része állandó víz-



32.13. ábra. A Dunakiliti Duzzasztómű létesítményei







borítást kap, így a hőmérséklet-változásból származó alakváltozások kicsik. Másrészt a főelzárások egytengelyűségét, a híd- és darupályatartók megfelelő alátámasztását így lehetett a legkönnyebben biztosítani. A duzzasztóműre merőleges irányban az alvízben elhelyezett hajózsilipet viszont már dilatációval csatlakoztatták.

Az alaplemezt építéstechnológiai és statikai okokból ún. *pillér- és mezősávokra* osztották. A pillér- és mezősávok között 2–3,50 m széles részt a pillérek elkészülte után betonozták ki, mert ezzel elérték, hogy a pillérek önsúlyából származó süllyedése, valamint a zsugorodási alakváltozások építés közben bekövetkezhetnek, és a pillérek koncentrált teherként az alaplemezt nem terhelték.

Ezekhez a szakaszolásokhoz igazodóan terveztük meg az alaplemez betontechnológiáját, az alábbi alapelvek szerint:

a) A nagy tömegű betonok (alaplemez és pillérek) mintegy 2,0 m vastag *fogásokban* készíthetők; egy-egy fogás elkészülte után (2–3 nap) betonozási szünetet kell tartani (munkahézag).

A fogások további *rétegekre* oszthatók. A fogáson belüli rétegeket folyamatos betonozással kell teríteni, hogy a friss betonra friss betonréteg kerüljön. A rétegek javasolt vastagsága 0,5 m. Szükség esetén kötészélesztő adalékszerrel kell adagolni.

b) A nagy tömegű betonokban *mérsékelt kötэшőjű cementet* kell használni. A nagy tömegű betonok építése során mérni kell a betonhőmérséklet időbeni alakulását. A hőmérsékletet úgy kell a kiszaluzással, illetve takarással szabályozni, hogy kéregrepedések lehetőleg ne lépjenek fel. A repedésveszély csökkentése érdekében a cementtartalmat lehetőség szerint mérsékelni kell.

c) Fagyállósági követelmény esetén *légpórusképző* adalékszerrel kell adagolni. A vízcement tényezőt *képlékenyítő* vagy *folyósító adalékszerrel* csökkenteni kell.

d) Amelyik szerkezetben mérsékelt kötэшőjű cementet használnak fel, a betonminősítéshez a *90 napos kort* kell alapul venni.

e) Függőleges *munkahézagok* kialakítását lehetőleg kerülni kell. Ahol szükséges, terpesztett bent maradó acéllemezzel vagy acél trapézlemezzel célszerű megoldani. A pillérek mentén az alaplemezt megszakítással kell kialakítani, itt függőleges munkahézag kiképzése szükséges.

f) A generálorganizációs terv és a tárgyalások megállapításának megfelelően, a duzzasztómű építési területének minden pontját elérő 50 kN teherbírású *toronydarukat* tételeztek fel. A helyszíni betonszállítás konténerben történt.

g) A helyszíni vasszerelés gyorsítása érdekében a betonacél vázakat *előre gyártva* célszerű kialakítani.

h) a zsaluzási rendszer kúszó jellegű nagytáblás ún. *PERI zsalu*.

A *hajózsilip* dilatációval kapcsolódik a duzzasztóműhöz, azonban az U-keresztmetszetű kamra 113,50 m hossza már dilatáció nélkül készült. Természetesen építéstechnológiai és statikai okokból itt is kialakították a pillér- és mezősávokat. Hosszirányban csak függőleges munkahézagok készültek átmenő vasalással. Az építés alapelvei az alaplemezzel egyeztek meg.



### 32.3.1.2. Részletes tervezési kérdések

#### a) Az alaplemez

A vasszerelést előre gyártott kötegekből építették. Először az aljzatbetonra ráemelték az alsó vízfolyásra merőleges irányú – 12,0 m hosszú 1,0 m széles – kötegeket. Ezekre emelték rá a vízfolyás irányú 3–3,50 m magas kötegeket, amelyek tetejére helyezték el a felső vízfolyásra merőleges irányú kötegeket. A kötegeket úgy osztották ki, hogy 3 db vízfolyásra merőleges irányú köteg elhelyezése után 1,0 m szabadon maradt, majd újabb 3 db köteg következett. A vízfolyás irányú kötegeknél minden egyes 1,0 m széles köteg mellett 1,0 m-t szabadon hagyták. Ezzel a vasalásban ún. lyukak maradtak, melyeken keresztül a közlekedés és a beton az alaplemez belsejébe való bejuttatása megoldható volt (32.15. ábra).

Az így elkészített betonacélváz, mely a fővasalást tartalmazta, biztosította a megfelelő mérettartást és a beton jó bedolgozhatóságát, valamint a betonacélokon való viszonylag kényelmes közlekedést.

Ehhez a betonacélvázhoz készültek a különböző egyedi vasszerelések, így az alaplemez belsejében végighúzódnó elosztó vasalás is. A felső vasalásra ún. repedéselosztó Ø10/20×20 cm-es betonacél hálót terveztek a teljes felületen, s melyet U alakú tüskékkel az alaplemez belsejébe lehorgonyoztak.

A betonozás a betontechnológiai terv szerint pillér- és mezőszávokra bontva készült (32.16. ábra).

A fogások tetejére felúszott cementhabarcsot pár óra múlva – mikor a beton meg-húzott – vízszaggal lemosták.

A rétegek között a *frisset a frissre* alapelvet mindvégig megkövetelték, de a rétegek összevibrálásától eltekintettek.

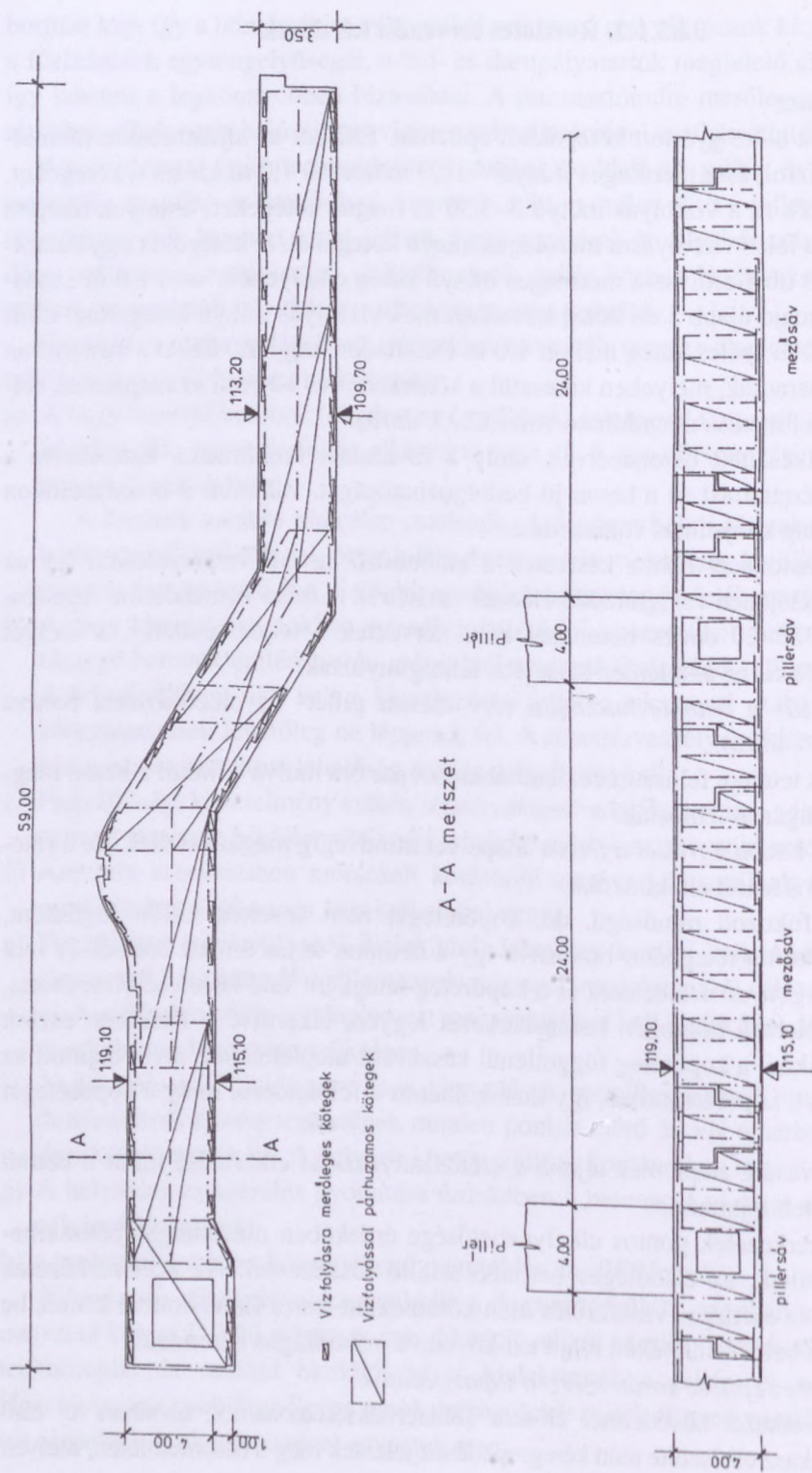
A felső, fokozott minőségű, ún. kopóréteget nem kezelték külön fogásként, hanem csak külön réteggént, biztosítva így a betonok teljes értékű kötését. A fent említett lehorgonyzó acélbetétek és a kopóréteg réteggént való kezelése biztosította, hogy az alaplemez homogén betonszerkezet legyen, elkerülve a Kiskörén észlelt hibát, amelyiknél a kopóréteg függetlenül készült az alaplemeztől, a víz bejutott az alaplemez és a kopóréteg közé, így kialakulhatott a felhajtóerő, mely a kopóréteget felemelte.

A 4,0 m vastag alaplemez aljába a szétosztályozódás elkerülése miatt a betont csúszdán kellett lejuttatni.

Az acélszerkezetek pontos elhelyezhetősége érdekében másodlagos betonkihagyások készültek, az elsődleges betonból kiálló tüskézéssel. Az acélszerkezetek beállítása és az esetleges vasszerelés után kötőhídként Barra Emulsióval kenték be az elsődleges betonfelületeket, majd ezt követte a másodlagos betonozás.

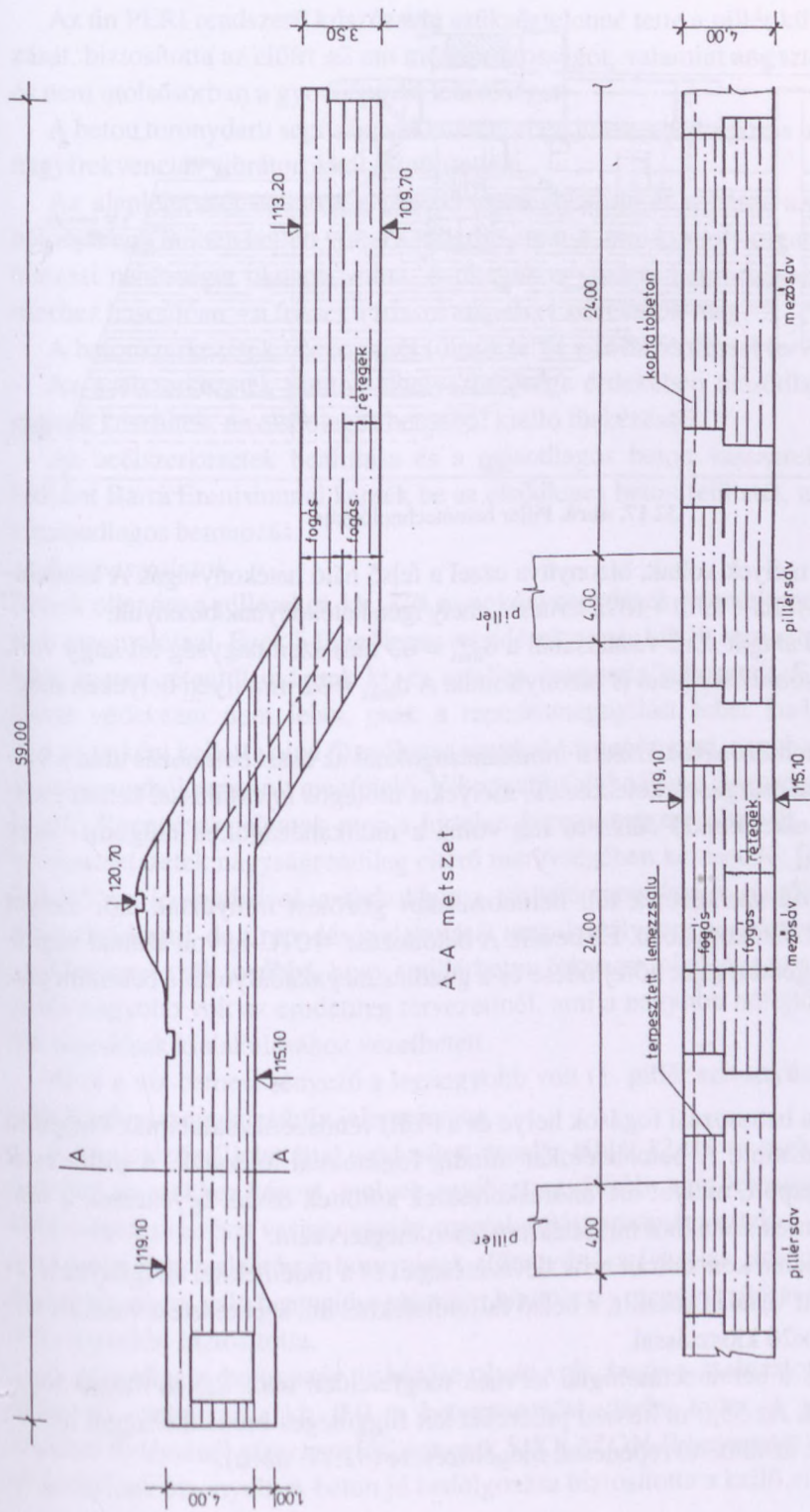
#### *Az alaplemez építése során szerzett tapasztalatok*

A betonszerkezet hővédelmét először fóliaterítéssel terveztük, azonban az első alaplemezzszakasz elkészülte után kéregrepedések jelentek meg a betonfelületen, melyek



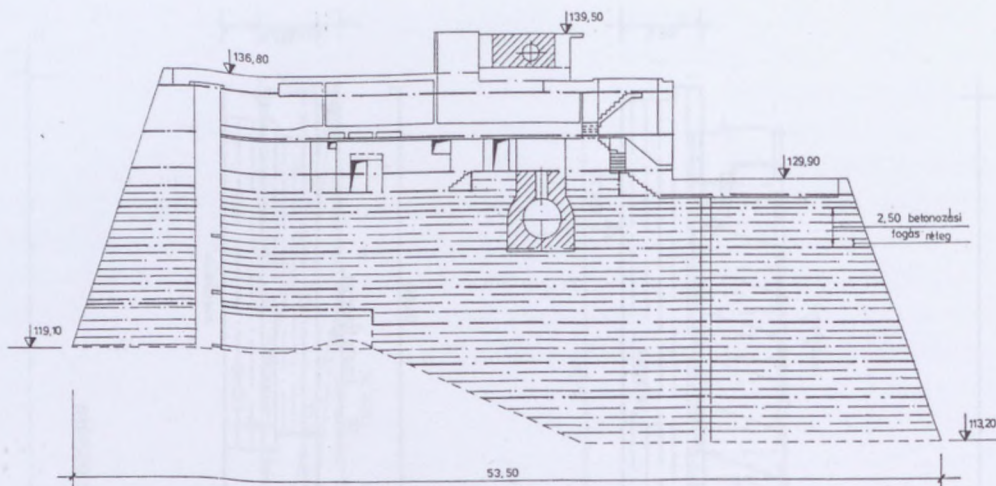
Alaplemez vaszerelés  
 32.15. ábra. Alaplemez vaszerelés





**Alaplemez betontechnológia**

**32.16. ábra.** Az alaplemez szakaszolása, fogásokra és rétegekre osztása



32.17. ábra. Pillér betontechnológiája

csak kb. 10 cm mélyek voltak, bizonyítva ezzel a felső háló hatékonyságát. A későbbiekben áttértek a fólia + terfil + fólia terítésre, mely igen hatékonynak bizonyult.

Az injektáló alagút sűrű vasalásánál a  $d_{\max} = 63$  mm szemnagyság túl nagy volt, melyet a fal későbbi csurgásai is bizonyítottak. A  $d_{\max} = 32$  mm ilyen helyeken megfelelőbb.

A pillér- és a mezősávok közötti munkahézagoknál az összebetonozás után a víznyomás hatására csurgások keletkeztek, melyeket utólagos injektálással kellett megszüntetni. Ezt elkerülendő célszerű lett volna a munkahézagokba műgumi- vagy acéllemezt tenni.

A tömegbeton szerkezetek téli betonozásakor gőzölést irányoztak elő, melyet fóliatakarás tett hatékonyabbá. Ez bevált. A betonozást  $-10$  °C-ig volt szabad végezni, mert a tömegbeton saját hőfejlődése és a gőzölés megakadályozta a beton megfagyását.

#### b) A pillérek

A vasszerelés, a betonozási fogások helye és a PERI rendszerű zsalutáblák kiosztása egymáshoz igazodott. A betonacélokat mindig fogásoknál toldották. A pillér csak kéregvasalást kapott, melyet ún. andráskeresztek kötöttek össze. Igyekeztek a vasszerelést 12,0 m-es szálakból hulladékmentesen megtervezni.

Természetesen a koncentrált erők bevezetésénél és a földemeknél az igénybevételekhez számított vasalás készült, a belső falfelületeknél ún. szerkesztési vasalást terveztek  $\varnothing 12/20 \times 20$  kiosztással.

A betonozás a betontechnológiai tervnek megfelelően max. 2,5 m magas fogásonként készült. Az 55,0 m hosszú pilléreket két függőleges munkahézaggal három részre osztották az átmenő repedések megelőzésére (32.17. ábra).



Az ún PERI rendszerű kúszózsalu szükségtelenné tette a pillér külső felállványozását, biztosította az előírt  $\pm 2$  cm méretpontosságot, valamint az esztétikus felületet, és nem utolsósorban a gyors építési lehetőséget.

A beton toronydaru segítségével konténerben jutott a bedolgozás helyére, a betont nagyfrekvenciás vibrátorokkal tömörítették.

Az alaplemeztől eltérően a pillérek tömegbetonja és a kérge azonos minőségű betonját egy időben kellett volna a pillérbe juttatni, ami komoly organizációs és kivitelezési nehézséget okozott volna. A rétegek egymásra betonozásakor – az alaplemezhez hasonlóan – a frisset a frissre alapelvet követelték meg.

A betonszerkezetek hővédelmét fólia + terfil + fólia terítéssel tervezték.

Az acélszerkezetek pontos elhelyezhetősége érdekében másodlagos betonkihasználások készültek, az elsődleges betonból kiálló tüskézéssel.

Az acélszerkezetek beállítása és a másodlagos beton vasszerelése után kötőhídként Barra Emulsióval kenték be az elsődleges beton felületét, majd ezt követte a másodlagos betonozás.

#### *A tapasztalatok*

Ennek ellenére a pilléreken kb. 3–4 m-enként repedések jelentek meg néhány tized mm megnyílással. Ezek a függőleges repedések a már kihűlt alsó rétegtől, mint végtelen merev rétegtől indultak ki, és a teljes magasságig futottak. Ezek ellen vasalással védekezni nem lehet, csak a repedésmegnyílást lehet korlátozni. Elvileg 3–4 m-enként kellett volna függőleges munkahézagot hagyni, azonban ez kivitelezési szempontból nem volt megfelelő. Vékonyabb falaknál ez a jelenség kevésbé jelentkezett. Repedések jelentek meg a hirtelen keresztmetszetváltásnál, melynek oka a keresztmetszetek nagyságrendileg eltérő merevségében keresendő. Ezek ellen a sarkok  $45^\circ$ -os *lecsapásával*, a sarkokban a várható repedésekre merőleges vasalással lehet védekezni, de a repedés kialakulását megakadályozni nem lehet.

Megjegyezzük továbbá, hogy a pillérbeton fokozott minősége miatt a cementadagolás nagyobb volt az eredetileg tervezettnél, ami a nagyobb hőfejlődés miatt szintén repedések kialakulásához vezethetett.

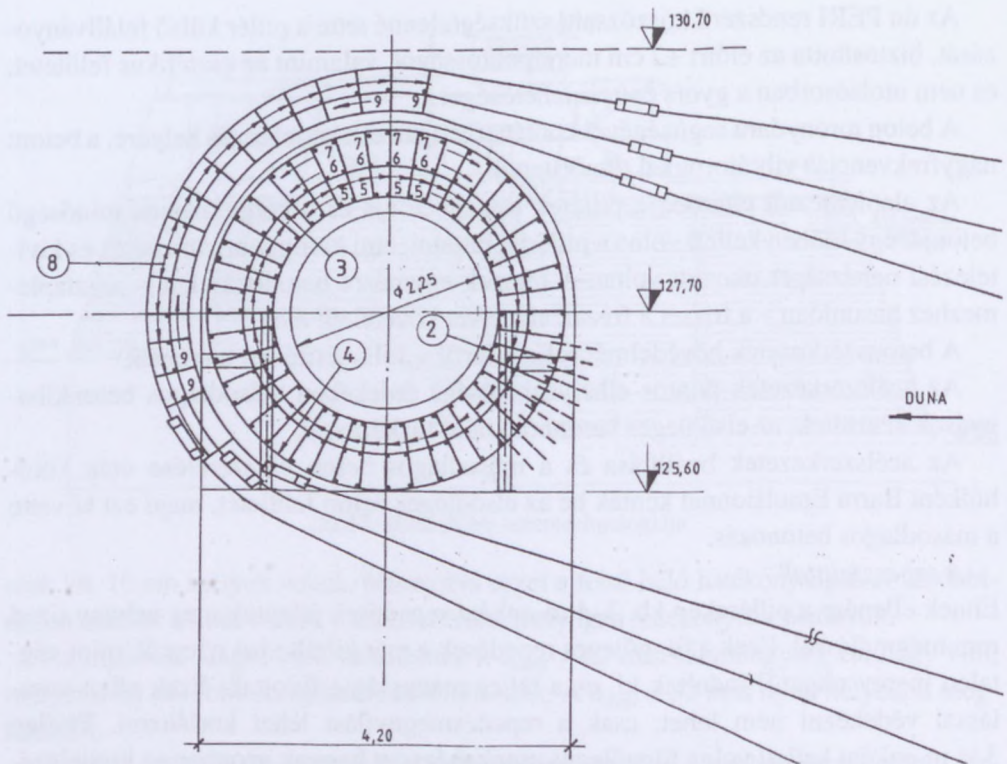
Ahol a víz-cement tényező a legnagyobb volt (1. pillér szivattyús betonozása), a repedések viszonylag sűrűn jelentek meg.

A kivitelező vállalat által módosított vasalás táblái  $12 \times 12$  m-esek voltak a tervezett  $6 \times 3$  m-esekhez képest, melyek egyrészt egyáltalán nem jelentettek kivitelezési nehézséget, másrészt vasmenyiség-megtakarítást eredményeztek.

Az ideiglenes elzárások hornyainak előregyártása (vasalás, acélszerkezet, zsalu) és egy elemként való beemelése szintén a kivitelezés meggyorsítását és a kevés helyszíni szerelést biztosította.

A másodlagos betonozás tüskézése olyan volt, hogy a zsaluzatot hozzá lehetett kötni, és ezáltal az a kb. 2,0 m betonnyomást viselni tudta. A pillérhelyiségek legfelső födéménél vízszigetelésként csak SIKKATON-B bevonatot terveztek, mely elegendőnek bizonyult. A beton jó bedolgozása biztosította a kellő vízzárást!





32.18. ábra. Csaptámasz körüli betontömb vasalása

A csaptámasz környezetében fellépő húzófeszültségeket betonacélok veszik fel. Leglényegesebb tanulság, hogy a feszültségek a pillér szélső kérgében a legnagyobbak, utána rohamosan csökkennek.

A csaptámasz bebetonozandó szerkezeteinek elhelyezéséhez kapu alakú, a pillérren átmenő kihagyás készült. Az elsődleges és másodlagos beton közötti húzófeszültségek felvételére ún. zárt kengyelszerű tüskézést alkalmaztunk (32.18. ábra). A hajtú alakú lehorgonyzó vonóvasakat menetbordás toldással illesztették.

### c) A hajózsilip

A hajózsilip tervezése az alaplemezekéhez és a pillérekéhez hasonló volt.

#### A tapasztalatok

Az alaplemez építése során különleges probléma nem volt, mert a duzzasztóműnél szerzett tapasztalatokat hasznosítottuk.

A kamrafalakban, valamint az úszó kikötőbakokban szintén megjelentek a pillérek-nél ismertetett átmenő repedések, kb. 2–4 m-enként. Az úszó kikötőbakok hornyainál mindig a két sarokból repedés indult ki, mely a keresztmetszet hirtelen lecsökkenésével magyarázható. A repedésekre már a tervezéskor gondoltunk, erősebb vasalást is terveztünk, de kialakulásukat meggátolni nem lehetett.



A hajózsilip jobb oldali kamrafalában egy oldalbukó van, mely felett egy 24,0 m hosszú, 2,50 m magas, 1,50 m széles vasbeton gerenda húzódik, – építése nyári időszakra esett – rajta télen, a támasznál közel függőleges repedések jelentek meg. Újabb ellenőrző számítások sem mutattak teherbírási problémát, a repedések megjelenése alakváltozási okokkal magyarázható. A gerendát két végén befogott tartóként méretezték. A támaszok a hajózsilip kamrafalai, melyek korábban elkészültek. A tömegbeton jellegű gerenda alakváltozása (zsugorodás és hőmérsékletváltozás) nem játszódhatott le szabadon, ezért jelentek meg a repedések. A gerenda egyik végének elcsúszó kialakítása e repedések megjelenését korlátozta volna, de a dilatációs hézag kiképzése további hibaforrássá adott volna alkalmat. Hasonló szerkezet kialakításánál e tapasztalatot meg kell fontolni. Tanulságul megállapítható, hogy a gerenda bent maradó zsaluval üreges, könnyített kivitelben való kialakításával csökkenthető a hőfejlődés és a terhelés, ami szintén a repedéskorlátozás irányába mutat. A megjelent repedések további növekedésére azonban nem kell számítani, azok lezárása után a korróziós hatás is kizárható.

#### *Elő- és utófenék*

Az elő- és utófenék a szerkezetek is tömegbeton jellegű szerkezetek, így az alaplemnél elmondottak voltak érvényesek. Mivel külön teher nem hat rájuk, így bennük számítható igénybevétel sem keletkezik, ezért csak gyengén vasalt szerkezetként alakították ki azokat.

### **32.3.1.3. Mérő- és megfigyelőberendezések**

Az alaplemez építés közbeni és további viselkedésének ellenőrzése érdekében az alaplemez alá talajreakció-érzékelőket, az alaplemez vasalására nyúlásmérő bélyegeket terveztünk.

A talajreakciót minden pillérsávban és minden mezősávban mérették, ugyanúgy mérték a feszültségeket az alaplemezben mindkét irányban alul és felül. A részletes elemzés érdekében egy közbelső nyílást teljesen felbélyegeztek, részletesen megvizsgálva a feszültségek térbeli eloszlását és lefutásukat.

A duzzasztómű legnagyobb terhelésű pontja a csaptámasz, ahol 10 000 kN erő kell a pillérbe bevezetni.

A csaptámasz és környezetének feszültségi viszonyait szintén nyúlásmérő bélyegekkel kívánták ellenőrizni. Mérték a hajtű alakú lehorgonyzó acélbetéteken a feszültségek, illetve a lehorgonyzás alakulását, másrészt a csaptámasz körüli térbeli feszültségeloszlást.

A műtárgy további élete során elengedhetetlenül szükséges a felhajtóerő mindenkori ismerete, ezért piesométer kutakat terveztek, melyekbe nyomás-távadókat helyeztek el. Mérték az injektált fenék alatti, valamint az alaplemez alatti felhajtóerő

értékét minden egyes pillérben három helyen. A mérések kiértékeléséből megállapítható volt az injektált teknő szivárgásgátló hatása is.

Végül a műtárgyat geodéziai módszerekkel is ellenőrizték.

### 32.3.1.4. Egyéb tapasztalatok

Hasznos tapasztalatokat szerezhettünk az eltérő mozgású szerkezetek találkozásánál kialakított dilatációknál. A 8. pillér és a felvízi támfal csatlakozásánál esztétikailag zavaró ugrás van, mert a nagy földnyomás hatására a vasbeton támfal a várt mértékben alakváltozik, míg a 8. pillér nyilvánvalóan mozdulatlan. Az odatervezett dilatáció horonyban való elhelyezése csökkentette volna az alakváltozások különbözőségéből származó esztétikai hibát.

Összességében megállapítható, hogy ezek az apró hibák a létesítmény használatára nem hatnak ki, azt nem befolyásolják. Tanulásaikat azonban a későbbi terezeink során figyelembe kell venni.

### 32.3.2. Az anyagok kiválasztása

Az alapanyagok kiválasztása a BME Építőanyagok Tanszék feladata volt. A Tanszék a Víziterv megbízásából 1979–80-ban 3 kötetben elkészítette a *Dunakiliti Duzzasztómű betonozási technológiájának a meghatározása* c. kutatási jelentést. (Témafelelős: Erdélyi Attila.) Kiindulási alapnak a tervezők által megadott betonfajtákat tekintették. Munkánk során támaszkodtunk eme alapozó tanulmányunkra.

A beépítésre tervezett betonfajtákat és jeleiket a 32.38. táblázat tartalmazza.

32.38. táblázat. Betonfajták és -jelek

Jele	Térfogat ezer m <sup>3</sup>	d <sub>max</sub> mm	Követelmények stb.
11-B140-KK	12	63(48)	2 m élhosszú előre gyártott kockák mederelzáráshoz
12-B140-FN	5	63(48)	20 cm vastag szerelőbeton (28 napos korban)
22-B200-KK	100	63(48)	magbeton, vz2 vízzáró, vasalt alaplemez
23-B200-KK	20	63(48)	f 150 fagyálló, vz2 vízzáró pillérekbe
26-B200-KK	6	32	magasépítési célra (28 napos korban)
27-B280-K	1,4	16	fűrt cölöpbe
31-B280-KK	2	48(32)	18–20 cm vastag, f 150 fagyálló, útbeton minőségű vékony térburkolat



### 32.3.2.1. Az adalékanyag

A Tanszék előtanulmánya követelménygörbének a svájci TS (Talsperrenbau)–1955 görbéit ajánlotta, amelynek szemmegoszlása

$$a\% = \frac{10}{9} \left[ 100 \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\max}}} - 10 \right]$$

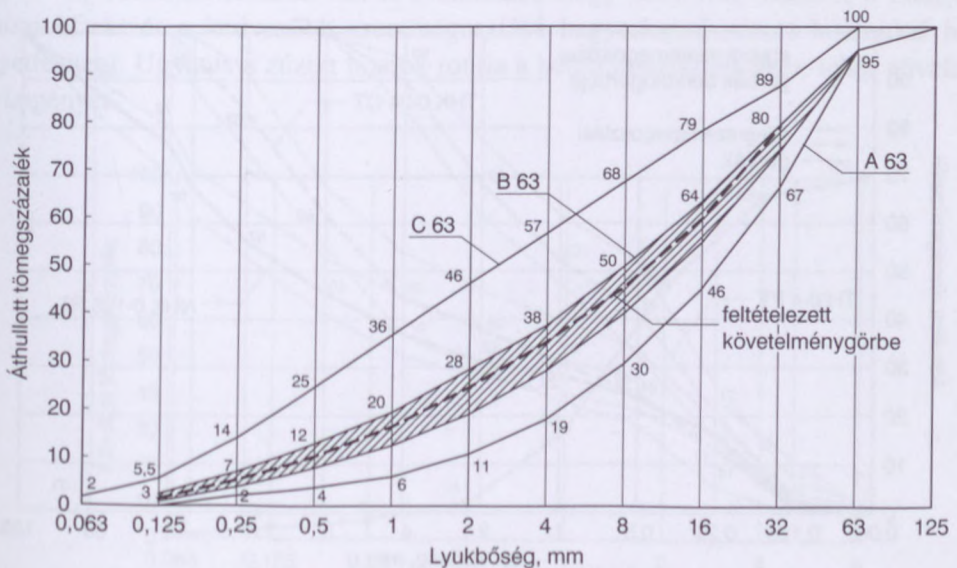
képlettel jellemezhető. Ezt a görbét, valamint a különféle követelményeknek megfelelő területet – a határgörbékkel együtt – a 32.19. ábrán tüntettük fel. Vízépítési tömegbetonok építése során a  $d_{\max}$  lehetséges felső határára kellett törekedni, ami a duzzasztóműnél 63 mm volt.

Az adalékanyag-ellátás műszaki és gazdasági lehetőségeit Kausay Tibor és Udvardy János (SZIKKTI) elemezte.

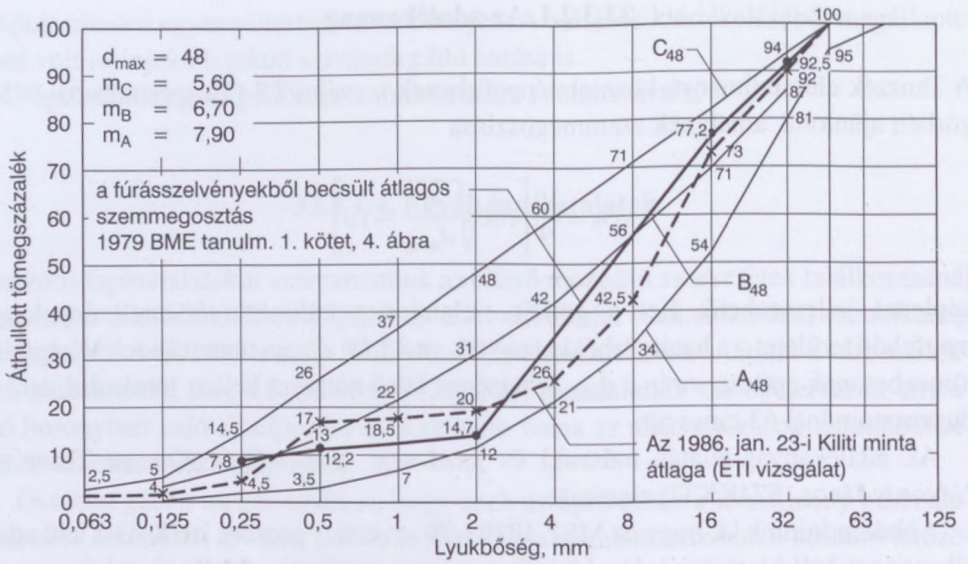
Abból indultunk ki, hogy az MSZ 18293-79 szabvány szerinti EHK 63-I jelű adalékanyagot kell biztosítani, legalább Q minőségi osztályba sorolható, tehát agyag-iszaptartalma már 6 V%.

Az adalékanyag-ellátásra több alternatíva volt számításba vehető. Legkézenfekvőbb a duzzasztómű építésével egyidejűleg végzett öblözeti és mederkotrás munkák során keletkező helyi folyami adalékanyag felhasználása volt.

A tényleges és a követelménygörbe összehasonlításából (32.20. ábra) látható a Duna hordalékanyagát jellemző lépcsős jelleg: a 0,125/0,5 mm-es részfrakciókban gazdag, a 0,5/2 mm-es szemnagyság viszont szinte teljesen hiányzik belőle, majd a 16/32 mm-es frakciót ismét igen nagy arányban tartalmazza. Végül a 32/63 mm-es



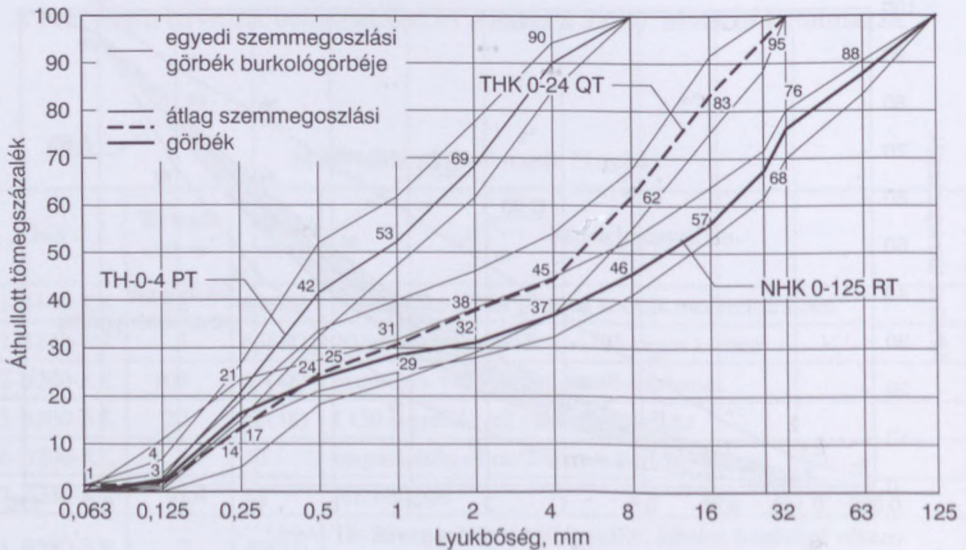
32.19. ábra. A követelménygörbe  $d_{\max} = 63$  mm-hez



32.20. ábra. A Dunakiliti Duzzasztómű helyén vett minta szemmegoszlása

frakcióból a szükségesnél kevesebb van benne. A helyi adalékanyag tehát csak osztályozás és a hiányzó frakciók pótlása után használható fel.

A hiányzó részek pótlására megvizsgáltuk a magyaróvári, jánossomorjai, a halászi, a lébényimiklósi bányák adalékanyagát, de felhasználásukat elvetettük, mivel ezekből is ugyanazok a szemcserészek hiányoztak, mint a helybeli anyagból és gyakorlatilag hiányzott belőlük a 32/63 mm-es frakció.



32.21. ábra. A hegyeshalmi adalékanyagok szemmegoszlásai

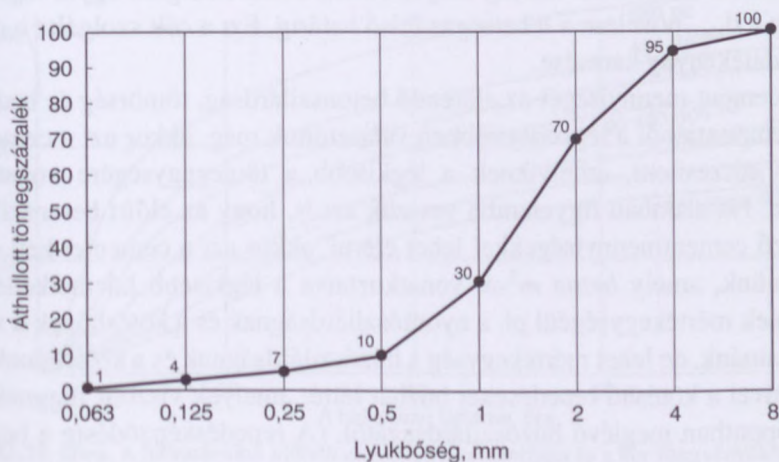


Megvizsgáltuk a tejfaluszigeti adalékanyagot is, de annak még az agyag-iszap tartalma is általában nagy volt és ingadozott.

Majd a Kavicsbánya Vállalat hegyeshalmi üzemének az anyagát vizsgáltuk meg. Az üzem az MSZ 18293 szabvány szerinti NHK 0/125-R-TO, THK 0/24-Q-T jelű egyfrakciós termékeket, továbbá TH 0/4-Q-T, OK 4/16-T, OK 16/24-T osztályozott frakciókat, valamint ZH 0/4-K, ZK 4/10 és ZK 10/16 zúzott kavicstermékeket állította elő. A homokos kavics nagyobb felét osztályozták és mintegy 10–12%-ot tett ki a zúzott frakciók aránya. A fontosabb szemmegoszlási görbéket (a szórási tartománnyal) a 32.21. ábra foglalja össze. Megvizsgálták a helyi osztályozás lehetőségeit és költségét is. Mindent egybevéve azt javasolták, hogy ne a munkahelyen építsék fel az osztályozó berendezést, hanem a Kavicsbánya Vállalat hegyeshalmi üzemét egészítsék ki a szükséges berendezésekkel. Ezen a >63 mm szemcsék zúzására alkalmas berendezéseket értették. Ugyanis ebben az üzemben az osztályozást *egy jól bejáratott* szervezet végezte. A helyszíni osztályozó felépítése ellen szólt a rendelkezésre álló rövid idő, a költség és az a körülmény, hogy az építkezés befejezése után ezen a területen ilyen osztályozóra nem volt szükség.

Azt is megvizsgálták, hogy ha a helyszíni osztályozót megépítik, akkor honnan pótolják a hiányzó 32/63-as frakciót. Bár megvizsgálták az uzsabányai NZ 35/55 bazaltfrakció felhasználását is, mind a költségek, mind az eltérő anyagok összeférhetősége miatt e frakció Hegyeshalomból való beszerzését javasolták.

Kidolgoztak arra is példát, hogy hogyan lehet a természetes adalékanyagból hiányzó 0,5/2 mm-es frakciót OH 1/4 mm-es hatvani Rheax-homokkal (32.22. ábra) pótolni. Felhívták a figyelmet arra is, hogy ez a frakció elhagyható, ha a homokfrakciók minőségegyenletessége jó és betonkísérletekkel az elhagyás igazolható. Homok- és betonkísérletekkel azt is kimutatták, hogy nem volt indokolt a hiányos homokfrakciót a kedvezőbb szemmegoszlású hegyeshalmi zúzott homokkal helyettesíteni. Ugyanis a zúzott homok rontja a beton konzisztenciáját, tehát növeli a vízigényét.



32.22. ábra. Hatvani OH 1–4 javítóhomok szemmegoszlása



Az a kérdés is felmerült, hogy a lisztfinomságú szemcsék hiányát kell-e homokliszttel vagy őrületlen pernyével pótolni. Korábbi kísérletek alapján rámutattak arra, hogy ha a beton péptelített és legalább  $200 \text{ kg/m}^3$  cementet tartalmaz, akkor már nincs szükség a lisztfinomságú szemcsék kiegészítésére  $d_{\max} = 63 \text{ mm}$  esetén, így a pernyére mint adalékanyagra sem.

### 32.3.2.2. A cement

A vízépítési betonok cementtartalmának megállapítása betontervezési kérdés, mint-hogy azonban a keletkező kötésző nemcsak a cementminőségtől, hanem a cementtartalomtól is függ, röviden felsoroljuk a cementadagolás mértékének megállapításához figyelembe veendő fontosabb tényezőket. (Ezek egymásnak részben ellentmondanak.) A tervezés során különbséget kell tenni a különféle szerepű betonok között (magbeton, tömeges vasbeton, fagyhatásnak és koptatásnak, és csak fagyhatásnak kitett burkoló beton stb.).

Az alábbi követelmények a *cementtartalom növelésével* fokozottan kielégíthetők:

- a) szilárdság,
- b) vízzáróság,
- c) bedolgozhatóság,
- d) acélbetét korrózióvédelme,
- e) kopásállóság,
- f) fagyállóság.

Az alábbi követelmények viszont a *cementtartalom csökkentésével* elégíthetők ki inkább:

- g) zsugorodás mérséklése,
- h) hőfejlesztés mérséklése,
- i) gazdaságosság.

A cementtartalom műszakilag helyes csökkentését szolgáló egyik legfontosabb lehetőség a  $d_{\max}$  növelése a lehetséges felső határig. Ezt a célt szolgálta a  $d = 32/63$  mm-es adalékanyag keresése.

Ha a cement mennyiségét az elérendő betonszilárdság, tömörség és bedolgozhatóság szempontjából a legkedvezőbbben választottuk meg, akkor azt a cementet kell előnyben részesíteni, amelyiknek a legkisebb a tömegegységére vonatkoztatott kötészője. Ha azonban figyelembe vesszük azt is, hogy az előírt betonszilárdságot különböző cementmennyiségekkel lehet elérni, akkor azt a cementet kell előnyben részesítenünk, amely *beton*  $\text{m}^3$ -re vonatkoztatva a legkisebb hőemelkedést hozza létre. Ennek mértékegységéül pl. a nyomószilárdságnak és a kötészőnek a viszonyát használhatnánk, de lehet mértékegység a húzószilárdságnak és a kötészőnek a viszonya is, mivel a kötésző repedéseket hozhat létre, amelyek viszont függnek a beton adott időpontban meglévő húzószilárdságától. (A repedésképződésre a beton alak-



változó képessége is hatással van, és ez annál nagyobb, minél kisebb a rugalmassági modulus). Továbbá annál kisebb a betonban a kötésző okozta igénybevétel, minél kisebb a hőmérsékletesés (grádiens) a magtól a zsaluzat felé. Ez a hőmérsékletesés pedig annál kisebb lesz, minél lassabban szabadul fel a kötésző, azaz a húzószilárdság és kötésző viszonyát a keverés pillanatától kezdve időben változó minőségi jelzőszámként kell vizsgálni.

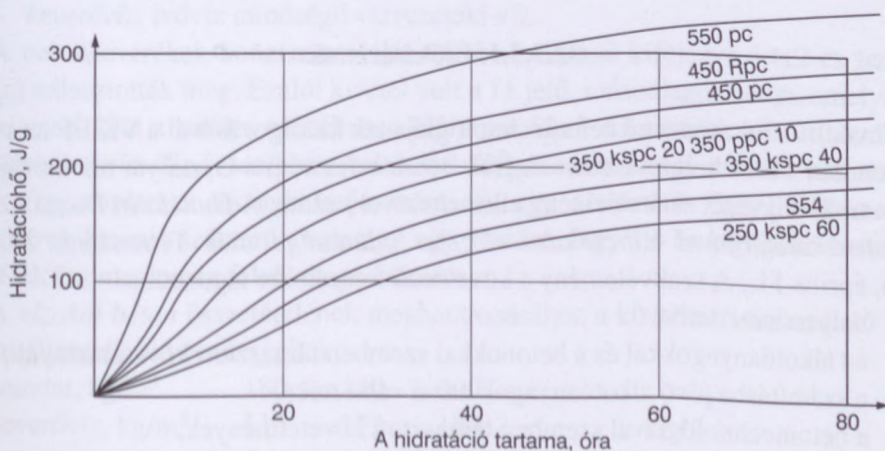
Azokat a cementeket nevezzük különleges vízépítési cementeknek, amelyek ezt a kettős kívánást, vagyis a kötésző (J/g) csökkentését, és a hőfejlődési görbe elnyújtását teljesíteni tudják.

A kötésző meghatározásának a cementiparban használatos eszközei (adiabatikus kaloriméter, oldáshőmérés) legfeljebb arra alkalmasak, hogy a számításba jövő cementeket a maximális kötésző szempontjából összehasonlítsuk, de a kötésző időbeni alakulásának az elbírálására beton próbatestekben elvégzett mérések szükségesek.

A nagy mennyiségű betonban uralkodó hőviszonyokat legjobban adiabatikus kaloriméterrel lehet modellezni (a rendszerből a hő eltávozását megakadályozzuk). Elfogadható az olyan hőátadásos kaloriméter is, amelyben a hővesztés nem túl gyors.

Különleges vízépítési cementekkel szemben támasztott követelményeknek a mérsékelt, illetve a kis hőfejlesztésű cementek felelnek meg. Gazdasági szempontból a mérsékelt hőfejlesztésű cementeket részesítik előnyben. A különböző országok előírásai szerint a cementek 7 napos szabványos kötészője max. 60–70 kal/g (= 250–293 J/g). Jellemzőjük még a nagy utószilárdsulás: ezért a cementeket, illetve a belőlük készített betonokat nem a 28 napos, hanem a 90 napos szilárdságukkal jellemzik.

A 32.23. ábrán feltüntetettük hazánkban, a Dunakiliti Duzzasztómű építésének idején gyártott cementek tájékoztató kötészőjét.



32.23. ábra. A hidratációhő időbeli alakulása a cementfajta és a kor függvényében



A 250 J/g 7 napos hidratációhőnek csak az S54 típusú cementek felelnek meg és a 250 kspc 60 cement felel meg maradéktalanul. Előbbit magas ára, utóbbit amiatt kellett elvetni, mert ezzel a cementtel nem volt fagyállósági és kopásállósági tapasztalat.

A vízi szállítást (beleértve a gumikonténeres szállítást is) elvetették, mert nem voltak meg hozzá a szükséges eszközök, illetve feltételek. Tehát a vasúti szállítást javasoltuk a cementgyár és Mosonmagyaróvár között.

Irodalmi adatok és saját kísérletek alapján úgy látták, hogy a kötésző csökkentésének egyetlen járható útja a heterogén cement és ezen belül is a cement hidraulikus kiegészítőanyag-tartalmának a növelése. Ugyanis a kohósalaknak kb. fele akkora, a trasznak és a savanyú pernyének kb. 0,1-ed akkora a kötészője, mint a 7 napos tiszta portlandcementé.

Sokféle variációt megvizsgáltak. Cementjeinket változtatás nélkül nem látták megfelelőnek. A CEMŰ képviselőivel egyetértésben a következőt javasolták:

Váci 350 kspc 20 cementhez keverjenek hozzá a CEMŰ Tatabányai Gyárában 15–25 tömeg% 400–450 m<sup>2</sup>/kg fajlagos felületűre őrlt bánhidai pernyét.

Váci 350 kspc 40 cementhez keverjenek hozzá a CEMŰ Tatabányai Gyárában 10–15 tömeg% 400–450 m<sup>2</sup>/kg fajlagos felületűre őrlt bánhidai pernyét.

Mivel a CEMŰ Tatabányai Gyára őrlőkapacitása kihasználatlan, a javasolt megoldás reális volt. Még egyszer megvizsgálva a lehetőséget, a CEMŰ javasolta, hogy *Bélapátfalvai Gyárában* előállítana ppc 20 cementet, ha a beruházó tárolósilót építtet. Ez a javaslat került megvalósításra. E javaslat mellett szólt az a körülmény, hogy ebből a gyárból a legújabb, egyenletes minőségű cement volt várható, az alapcementnek, a 450 pc-nek az azonos minőségű cementek közül a legkisebb volt a kötészője, végül a cement egy gyárban előállítható volt.

### 32.3.3. A betontechnológiai utasítás

#### 32.3.3.1. Előkísérletek

A Dunakiliti Duzzasztómű betontechnológiájának kidolgozásával a VÍZÉP az 1985. szeptember 11-én kelt levelében az ÉTI Betontechnológiai Osztályát bízta meg. Az ÉTI a tevékenységét szakvélemény elkészítésével kezdte (*A Dunakiliti Duzzasztómű betontechnológiájával kapcsolatos előzetes adatszolgáltatás* Témaszám: 22.235, 1986. április 11.) A szakvélemény a következő fejezetekre tagozódott:

- helyzetismertetés,
- az alkotóanyagokkal és a betonokkal szemben támasztott követelmények,
- a számításba jövő alkotóanyagok hazai választéka,
- a betontechnológiával szemben támasztott követelmények,
- javaslat az alkalmazandó betontechnológiára,



- előzetes betonösszetételek a szakirodalmi adatok, valamint a saját tapasztalatok alapján,
- a betonozás sebességének és szakaszolásának szempontjai,
- a gyártásközi minőség-ellenőrzés szempontjai.

A helyzetelemzés, továbbá a követelmények ismeretében nyilvánvalóvá vált, hogy a feladatot csak megfelelő és egyenletes minőségű alkotóanyagokból előállított, laboratóriumi kísérletek eredményeinek értékelése alapján megtervezett összetételű, szigorú technológiai előírások szerint előállított, bedolgozott és utókezelt betonokkal lehet teljesíteni.

A cement és az adalékanyag kiválasztása után került sor az *előkísérletek beindítására* 1986 júniusában. A feladat három különleges igénybevételnek, a vízbehatolásnak, a fagyhatásnak és a koptatásnak ellenálló beton optimális összetételének megtervezése volt. A konkrét *követelmények* a következők voltak:

- vízzáróság vz 2,
- fagyállóság f 150,
- kopásállóság  $k \leq 0,4 \text{ cm}^3$  (Duna-módszer).

A követelmények közül a legszigorúbb a fagyállósági követelmény volt.

A fagyálló betonok előírt levegőtartalma  $d_{\max} = 63 \text{ mm}$  legnagyobb szemnagyság esetében 3–4 V%,  $d_{\max} = 16 \text{ mm}$  legnagyobb szemnagyság esetében 4–6 V% volt.

Az előkísérletekhez a következő anyagokat használták:

- *cement*: bélépátfalvai 350 ppc 20, amelyet a SZIKKTI állított elő a tatabányai kísérleti üzemében,
- *adalékanyag*: frakcionált homokos kavics, amelyet az építéshelyről szerezünk be, és a laboratóriumban mostuk és osztályoztuk a következő frakciókra: 0/1, 1/4, 4/8, 8/16, 16/32 és 32/63 mm. Az adalékanyag szemmegoszlása az A–B határgörbék által határolt terület felső felébe esett. A legnagyobb szemnagyság  $d_{\max} = 63 \text{ mm}$ , illetve  $d_{\max} = 16 \text{ mm}$  volt,
- *adalékszer*: folyósító szerként Barra Mix, légpórusképző szerként Barra Air,
- *keverővíz*: ivóvíz minőségű vízvezetéki víz.

A betonkeverékek konzisztenciáját a Vebe-számmal kifejezve  $14 \pm 2$ -es határok között választották meg. Ezalól kivétel volt a 11 jelű, másodlagos beton, amelynek a konzisztenciáját a terület mértékében kifejezve  $53 \pm 3 \text{ cm}$  határok között vették fel.

Három *optimális betonösszetételt* kellett meghatározni: egy vízzáró betonösszetételt (az alaplemez tömegbetonja számára), egy vízzáró és fagyálló összetételt (a pillérek betonja számára), valamint egy vízzáró, fagyálló és kopásálló betonösszetételt (az alaplemez felső rétege számára).

A *vízzáró beton* összetételének meghatározásához a következő összetételű betonokat állították elő és vizsgálták:

cement, $\text{kg/m}^3$	180	240	300
keverővíz, $\text{kg/m}^3$	115	122	130
víz-cement tényező	0,64	0,51	0,43



A vízzáró és fagyálló, valamint a vízzáró, fagyálló és kopásálló betonok vizsgálatát összevontuk és összetételük meghatározásához a következő betonokat készítettük és vizsgáltuk:

cement, kg/m <sup>3</sup>	225	325	425
keverővíz, kg/m <sup>3</sup>	110	123	135
víz-cement tényező	0,49	0,38	0,32

A másodlagos beton (16 mm legnagyobb szemmagyságú és folyós konzisztenciájú vízzáró és fagyálló) számára készített és vizsgált összetételek a következők voltak:

cement, kg/m <sup>3</sup>	375	450	525
keverővíz, kg/m <sup>3</sup>	190	198	205
víz-cement tényező	0,51	0,44	0,39

A vízzáró betonokhoz a Barra Mix *folyósítószert* 0,5 és 1,5% között adagoltuk, a fagyálló betonokhoz a Barra Mix folyósítón kívül 0,12 és 0,24% között Barra Air *légpórusképző szert* adagolták. A hígabb konzisztenciájú betonokhoz kevesebb, a sűrűbbekhez több légpórusképző szert kellett adagolni. A légpórusképző szer szükséges mennyisége a merevebb konzisztenciájú betonok esetében a cementtartalom növekedésével nőtt. A légpórusképző szer szükséges adagolása a gyártó által ajánlott adagolásnál (0,05–1,0%) jelentősen több volt. Ezt a cement 20% pernyetartalmával magyarázták.

A betonok következő *tulajdonságait* vizsgálták:

- testsűrűség,
- szilárdság,
- vízzáróság,
- fagyállóság,
- kopásállóság,
- zsugorodás,
- távolsági tényező.

A testsűrűséget és a szilárdságot 1, 7, 28, 56, 90 és 180 napos korban, a vízzáróságot, a fagyállóságot és a kopásállóságot 56 és 90 napos korban, a zsugorodást az MSZ 4715 által előírt időpontokban 180 napos korig vizsgálták. Korosztályonként általában három, a fagyállóság esetében két próbatestet vizsgáltak.

A testsűrűséget és a szilárdságot 20 cm, esetenként 30 cm élhosszúságú próbakockán vizsgálták. A vízzáróság vizsgálatához a legnagyobb szemmagyságtól függően 30×30×15 cm ( $d_{\max} = 63$  mm), illetve 20×20×12 cm ( $d_{\max} = 16$  mm) élhosszúságú próbatesteket készítettek. A fagyállóságot 20 cm, a kopásállóságot 40×40×10 cm méretű próbatesteken vizsgálták.

A vizsgálatokhoz használt cementszilárdsági osztály 350-es helyett gyakorlatilag 550-es volt (a 28 napos nyomószilárdság 54,4 N/mm<sup>2</sup> volt). Ezért az építéshelyi feltételek alapján kialakított *betonösszetételek módosításával* kapcsolatban olyan álláspont alakult ki, hogy az esetleges módosításokat csak elegendő vizsgálati eredmény



32.39. táblázat. Javasolt betonösszetételek\*

Megnevezés	Dimenzió	Betonösszetétel a			
		3	4	9	11
		jelű beton esetében			
350 ppc 20	kg/m <sup>3</sup>	195	265	265	446
Frakcionált homokos kavics d <sub>max</sub> =63 mm	kg/m <sup>3</sup>	2120	1995	1995	–
Frakcionált homokos kavics d <sub>max</sub> =16 mm	kg/m <sup>3</sup>	–	–	–	1582
Keverővíz	kg/m <sup>3</sup>	115	120	120	196
Barra Mix	%	0,5	0,5	0,5	1,5
Barra Air	%	–	0,1	0,1	0,12
A beton előírt szilárdsági jele, C	–	12	12	20	20
Víz-cement tényező	–	0,59	0,45	0,45	0,41
A friss beton testsűrűsége	kg/m <sup>3</sup>	2430	2381	2381	2224

\*: Az előkísérletek vizsgálati eredményeinek ismerete előtt meghatározva.

birtokában szabad elvégezni. A később kézhez kapott vizsgálati eredmények a 4. jelű beton összetételének kivételével a módosításokat nem indokolták.

Az előkísérletekhez tartoznak a BME Építőanyagok Tanszékén (Erdélyi Attila) végzett kísérletek is. A javasolt betonösszetételeket a 32.39. táblázat mutatja.

Az első kísérlettel azt kívánták kimutatni, hogy egy d<sub>max</sub> = 63 mm szemnagyságú adalékanyagot tartalmazó tömegbeton keverékéhez *illeszkedő 30 cm-es próbakocka* és a szokásos *20 cm-es próbakocka* nyomószilárdsága hogyan viszonylik egymáshoz, – a tömegbetonok 200-300 kg/m<sup>3</sup> cementtartalmú tartományában.

A kísérleti eredmények szerint d<sub>max</sub> = 63 mm-es adalékanyagú teljes betonkeverékből készített 30 cm-es kockák nyomószilárdsága (R<sub>30</sub>) és 48 (50) mm fölötti betonrész kirostálása után maradó keverékből készített 20 cm-es kockák nyomószilárdsága (R<sub>20</sub>) közti javasolt becslő összefüggés a 20 és 35 MPa nyomószilárdsági tartományban

$$R_{20} = 1,15 \cdot R_{30}$$

kísérlettel azt is megállapították, hogy a 200 kg/m<sup>3</sup> sok volt a B 140 jelű beton előállításához.

A második kísérlettel azt vizsgálták, hogy a fagyállónak tervezett, 300 kg/m<sup>3</sup> cementtartalmú, 1–1,5% Barra 55 légbuborékképző szert és a 0,5% Barra Fluid képlékenyítő szert (a cementre vonatkoztatva) tartalmazó friss beton légtartalma mennyiben változik meg, ha a keverékből a 48/63 mm-es adalékanyag-szemcséket kirostálják.

A kísérleti eredmények szerint a teljes d<sub>max</sub> = 63 mm-es betonkeverék légtartalma (L<sub>63</sub>) a kirostált keverék légtartalmából (L<sub>48</sub>) az alábbi módon becsülhető:

$$L_{63}^{\%} = L_{48}^{\%} - 1 \quad (\text{tér}\%)$$

Megállapították, hogy a teljes keverék légtartalma is jól volt mérhető a 8 literes TONINDUSTRIE edényben.

Végül megállapították, hogy a teljes keverék konzisztenciája a kirostálthoz képest a Glanville-féle tömörödési tényezővel mérve a nagy készülékben ( $CF_N$ ) és a kis (szabványos) készüléken közelítőleg az alábbi módon függ össze

$$CF_N = CK_K + 0,04.$$

### 32.3.3.2. Hőtani számítások

#### a) A számítások szükségessége

A betonozást követő időszakban megindul a cement kötése és szilárdulása. Ennek eredményeként a beton szilárdsága, rugalmassági modulusa óráról órára nő. De nő a beton felmelegedése is a hidratáció következtében. A felmelegedés azonban – elsősorban a nagy tömegű vízpítési betonokban – nem lesz egyenletes, mert a levegő hőmérséklete, a szél, a napsütés az egyenlőtlen felmelegedés irányában hat. Ahol pedig egyenlőtlen felmelegedés van, ott gátolt alakváltozás is van, ennek hatására hőmérsékleti feszültségek lépnek fel. E feszültségeket növeli a szabad felületen a zsugorodás. Mivel a hőmérséklet tartós terhelést jelent, ezért fellép a lassú alakváltozás is. Mindez együtt időben gyorsan változó saját feszültségállapotot jelent, amit azért kell figyelemmel kísérni, mert ha a betonban fellépő húzófeszültség eléri a beton abban az időpontban meglévő húzószilárdságát, a beton megreped.

A vízpítési betonokat azonban 100 évre tervezik. A fellépő repedések nem veszélyeztetik ugyan a betonszerkezet állékonyságát, de a repedések a fagy, az erózió kiindulási helyei, és csökkentik a vasbeton élettartamát, amit el kell kerülni.

A hőmérséklet-eloszlást és a repedésveszélyt csökkenteni lehet a zsaluzattal.

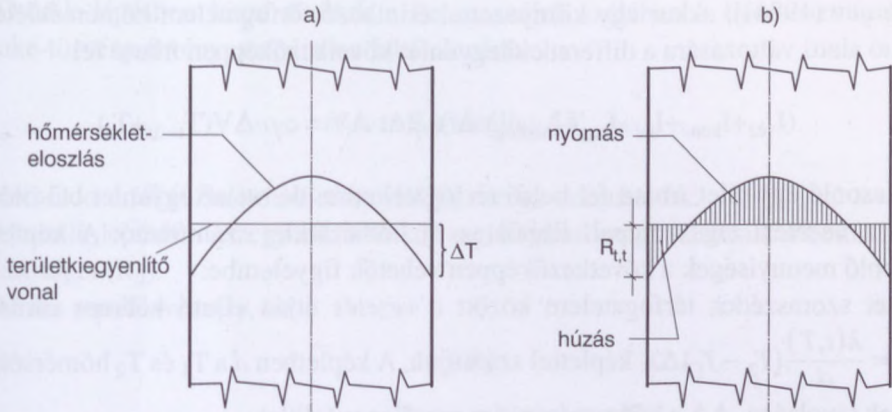
A hőtechnikai számításoknak az a célja, hogy a repedésveszélyt előre becsüljük. A számítás eredményei a technológiai utasításba kerültek bele. E számításokat annak ellenére el kell végezni, hogy a friss, illetve szilárduló beton jellemzői sokkal kevésbé ismertek, mint a megszilárdult betoné.

Nagy tömegű betonokban, mint amilyen a Dunakiliti Duzzasztómű is, kétféle repedés léphet fel:

- kéregrepedés,
- átmenő repedés.

*Kéregrepedés* abból adódik, hogy a keresztmetszetben egyenlőtlen feszültségek lépnek fel (32.24. ábra), amelyből területkiegyenlítéssel (mivel külső erő, amelyik húzófeszültséget ébresztenek, nincs) meghatározzuk a feszültségek ábráját. A nyomó- és húzófeszültségek területe azonos kell legyen (32.24. ábra).





32.24. ábra. Egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból származó feszültségek: a) hőmérséklet-eloszlás, b) hőmérsékleti feszültségek

Átmenő repedések azért keletkeznek, hogy a már lehűlt alapbetonra betonozzák a következő réteget (alaplemez esetén) vagy pillért. Mivel a két réteg nem mozdulhat el egymáshoz képest, fellépnek teljes szélességben átmenő repedések. A kétféle repedés közül ez a veszélyesebb, mert szélesebb, mélyebb és lehűlés után sem zárul.

Továbbiakban általában foglaljuk össze tapasztalatainkat és nem csak a Dunakiliti Duzzasztóműre vonatkozót.

### b) A hőmérséklet-eloszlás számítása

Bár számítógéppel a húzófeszültség közvetlenül is kiszámítható, szemléletesebb, ha először csak a hőmérséklet-eloszlást határozzuk meg.

A tömegetonban a hőmérséklet-eloszlás a hővezetés differenciálegyenletének a megoldásából adódik. A hővezetés differenciálegyenlete pl. egy duzzasztómű kétdimenziósnak tekinthető pillérében

$$\left( \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial z} \right) [\lambda(t, T) \cdot \text{grad} T(x, z, t)] + \dot{q}(t, T) = c(t, T) \cdot \zeta(t, T) \cdot \frac{\partial T(x, z, t)}{\partial t}$$

A képletben	$x, z$	a vízszintes, illetve a függőleges koordináta,
	$t$	az idő,
	$T(x, z, t)$	a hőmérséklet,
	$\dot{q}(t, T)$	az egységnyi idő alatt egységnyi térfogatban fejlődő hidratációhő
	$\lambda(t, T)$	hővezetési tényező
	$c(t, T)$	fajhő
	$\rho(t, T)$	testsűrűség.

Ha ezt a differenciálegyenletet egymás utáni  $\Delta t$  időszakokra és  $\Delta V$  térfogatelemekre érvényes differenciálegyenletekké alakítjuk át [Kopcherno-va–Marton (1975),

Mikhajev (1986)], akkor egy környezettel érintkező térfogatelem hőmérsékletének  $\Delta t$  idő alatti változására a differenciálegyenlet következőképpen írható fel:

$$(I_{vez} + I_{konv} + I_{lat} + I_{sug} + I_{napsug}) \cdot \Delta t + \dot{q} \Delta t \cdot \Delta V = c \cdot \rho \cdot \Delta V (T_{t+\Delta t} + T_t)$$

Hasonló egyenlet írható fel belső térfogatelemre, de ott az egyenlet bal oldalán csak a vezetési tag szerepel. Ebből az új hőmérséklet számítható. A képletben szereplő mennyiségek a következőképpen vehetők figyelembe:

Két szomszédos térfogatelem között a *vezetés* útján eljutó hőáram sűrűséget  $I_{vez} = \frac{\lambda(t, T)}{d} (T_2 - T_1) \Delta A$  képlettel számítjuk. A képletben  $d$  a  $T_1$  és  $T_2$  hőmérsékletű helyek távolsága,  $\Delta A$  a hőáram irányára merőleges felület.

A *közönséges hőátadást* a  $v$  légsebességet is tartalmazó összefüggéssel adjuk meg [Kohlrausch (1986), Likov (1972)]:

$$I_{konv} = \alpha(T, v) \cdot (T_k - T_f)$$

ahol  $T_k$  a környező levegő,  $T_f$  a felületi hőmérséklet, a hőátadási tényező pedig

$$\alpha(T, v) = 7,32 \cdot v^{0,656} + B \left| T_k - T_f \right|^{1/3} \cdot e^{-1,91v}$$

A képletben szereplő  $B$  egy a felület helyzetétől függő állandó.

A *párolgási hőátadást* az egységnyi felületről egységnyi idő alatt elpárolgott víz mennyiségének ( $m_v$ ) a párolgási hővel való ( $Q_p$ ) szorzata adja:

$$I_{lat} = \dot{m}_v \cdot Q_p$$

A sugárzási kölcsönhatást alábbi összefüggéssel vettük számításba:

$$I_{sug} = 5,68 a_f \varnothing(p) \cdot \left( \frac{T_k}{100} \right)^4 - \left( \frac{T_f}{100} \right)^4$$

ahol  $\varnothing(p)$  a levegő páratartalmából ( $p$  = párányomás) és a felület helyzetétől függő szám,  $T_k$  a környező levegő hőmérséklete.

A rugalmassági modulus azonos, azaz  $E_{oc} \cong E_{ot}$ . Továbbá Wischers [8] nyomán feltételeztük, hogy a kúszási tényező 1, tehát számításaink során

$$E_{ot}(\text{ideális}) = E_{ot}/2$$

kezdeti rugalmassági modulusot vettük figyelembe.



Ötödik lépésben kiszámítottuk a beton szélső szálában a húzófeszültséget a Hooke-törvény érvényességének a feltételezésével a

$$\sigma_{tt} = \alpha \cdot E_{ot}(\text{ideális}) \cdot \Delta T$$

képletből.  $\alpha$  értékét *Palotás–Balázs* (1980) szerint számítottuk.

Hatodik lépésben az egyenértékű kor segítségével meghatároztuk a beton húzószilárdságát ( $R_{tt}$ ).

Nincs repedésveszély, ha

$$\sigma_{tt} \leq R_{tt}$$

A számításba vett – állandónak feltételezett – anyagjellemzők:

a beton hőtágulási együtthatója:	$\alpha = 11,2 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
hővezetési tényezője:	$\lambda = 3,3 \text{ W/mK}$
beton fajhője:	$c_b = 0,88 \text{ kJ/kgK}$
betonfelület feketedési foka:	$a_f = 0,80$ és $a_f = 0,88$

impregnált fazsalu (DOKA zsalu) jellemzői

$\lambda_{fa} = 0,19 \text{ W/mK}$
$c_{fa} = 2,51 \text{ kJ/kgK}$
hőátadási tényező:
$a_{fa} = 4,30 \text{ W/m}^2\text{K}$
műanyaghab szigetelő réteg:
$\alpha_{hab} = 0,05 \text{ W/mK}$
$c_{hab} = 1,42 \text{ kJ/kgK}$
$a_{hab} = 0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$

a napsugárzás abszorpciós tényezői:

betonra:	$A_N = 0,6$ , illetve $0,7$
fára:	$A_N = 0,35$
műanyag habra:	$A_N = 0,3$ .

A napsugárzás egy hőforrásként vehető számításba. Ha a napsugárzás intenzitása  $I_N$  és a felület napsugárzásra vonatkozó abszorpciós tényezője  $A_N$ , akkor

$$\dot{q}_N = A_N \cdot I_N \frac{\Delta A}{\Delta V}$$

A cement hidratációhőjét belső hőforrásként vették számításba

$$\dot{q} = \dot{q}(t, T)$$

változó mennyiségként.

A napsugárzás intenzitására és a léghőmérséklet napszakonkénti alakulására hazánkra vonatkozó meteorológiai adatokból vették fel a függvényt. Egyet a nyári és egyet a tavaszi-őszi időszakra.

### c) A kéregrepedés veszélyének a számítása

Első lépésként a hőmérséklet-eloszlási ábrából határoztuk meg a húzófeszültséget eredményező  $\Delta T$  értéket. Kezdetben planimetrálással, később számítógéppel.

A második lépésben kiszámították a húzófeszültségek tartományába eső átlagos hőmérséklet ( $T_m$ ) időbeli alakulását.

A harmadik lépésben az átlaghőmérsékletek ismeretében kiszámították a beton egyenértékű korát. Ennek meghatározására kísérlettel a következő függvényeket állították fel:

$$t_{20} = t_i \left[ 2 \frac{T_i - 20}{15} - 0,2 \left( \frac{T_i - 20}{15} \right)^2 \right] \quad (\text{pernye portlandcement})$$

$$t_{20} = t_i \left[ 2 \frac{T_i - 20}{15} - 0,15 \left( \frac{T_i - 20}{15} \right)^2 \right] \quad (\text{kohósalak portlandcement})$$

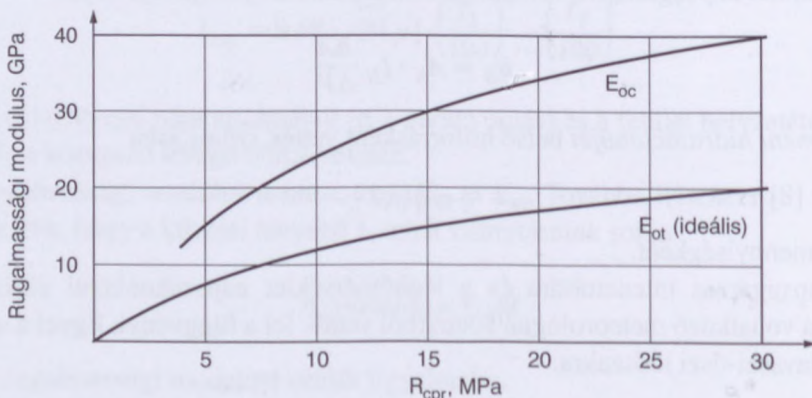
$$t_{20} = t_i \cdot 2 \frac{T_i - 20}{15} \quad (\text{tisza portlandcement}).$$

A negyedik lépésben az egyenértékű kor segítségével kiszámították a beton  $E_{oc}$  kezdeti rugalmassági modulusát a hasábszilárdságból az egyenértékű kor ismeretében (32.25. ábra), majd feltételezték, hogy a kezdeti húzási és nyomási rugalmassági modulus azonos, azaz  $E_{oc} = E_{ot}$ . Továbbá Wischers (1964) nyomán feltételezték, hogy a kúszási tényező 1, tehát számításaink során  $E_{ot} (\text{ideális}) = E_{ot}/2$  kezdeti rugalmassági modulusot vettek figyelembe.

Ötödik lépésben kiszámították a beton szélső szálában a húzófeszültséget, a Hooke-törvény érvényességének a feltételezésével a

$$\sigma_{tt} = \alpha \cdot E_{ot} (\text{ideális}) \cdot \Delta T$$

képletből.  $\alpha$  értékét Palotás (1952) szerint számítottuk.



32.25. ábra. A rugalmassági modulus a hasábszilárdság függvényében



Hatodik lépésben az egyenértékű kor segítségével meghatározták a beton húzószilárdságát ( $R_{tt}$ ). Nincs repedésveszély, ha

$$\sigma_{tt} \leq R_{tt}$$

A számításba vett – állandónak feltételezett – anyagjellemzők:

a beton	hőtágulási együtthatója:	$\alpha = 11,2 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
	hővezetési tényezője:	$\lambda = 3,3 \text{ W/mK}$
	beton fajhője:	$c_b = 0,88 \text{ kJ/kgK}$
	betonfelület feketedési foka:	$a_f = 0,80$ és $a_f = 0,88$
impregnált fazsalu (DOKA zsalu) jellemzői		
	hőátadási tényező:	$\lambda_{fa} = 0,19 \text{ W/mK}$
		$c_{fa} = 2,51 \text{ kJ/kgK}$
		$a_{fa} = 4,30 \text{ W/m}^2\text{K}$
műanyag hab szigetelő réteg:		
		$\alpha_{hab} = 0,05 \text{ W/mK}$
		$c_{hab} = 1,42 \text{ kJ/kgK}$
		$a_{hab} = 0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$

a napsugárzás abszorpciósi tényezői

betonra:	$A_N = 0,6$ illetve $0,7$
fára:	$A_N = 0,35$
műanyag habra:	$A_N = 0,3$

a napsugárzás abszorpciósi tényezői

betonra:	$A_N = 0,6$ illetve $0,7$
fára:	$A_N = 0,35$
műanyag habra:	$A_N = 0,3$

a páratartalomtól függő tényező:

(p) = 0,81 nyáron	
(p) = 1,0 télen (amikor a relatív légnedvesség közel 100%)	

**Betonösszetételek:**

1. betonösszetétel – Jele: C 12–63–vz2/KK MSZ 4719:1982

225 kg/m <sup>3</sup>	bélapátfalvai 350 pc 20
2080 kg/m <sup>3</sup>	adalékanyag
125 kg/m <sup>3</sup>	víz
<hr/>	
2430 kg/m <sup>3</sup>	

Barra Mix 0,5% a cementre vonatkoztatva

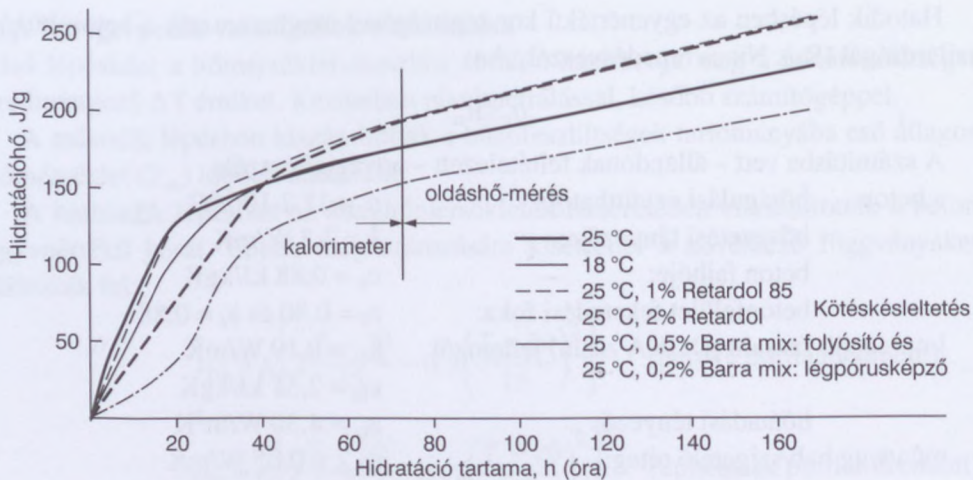
$$d_{\max} = 63 \text{ mm}$$

2. betonösszetétel – Jele: C 16–63–vz2-f150-k15/KK MSZ 4719:1982

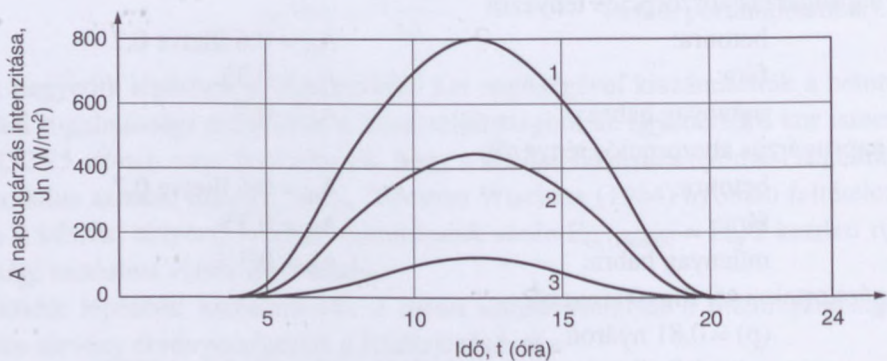
323 kg/m <sup>3</sup>	bélapátfalvai 350 pc 20
1935 kg/m <sup>3</sup>	adalékanyag
122 kg/m <sup>3</sup>	víz
<hr/>	
2380 kg/m <sup>3</sup>	

Barra Mix 0,5% a cementre vonatkoztatva.

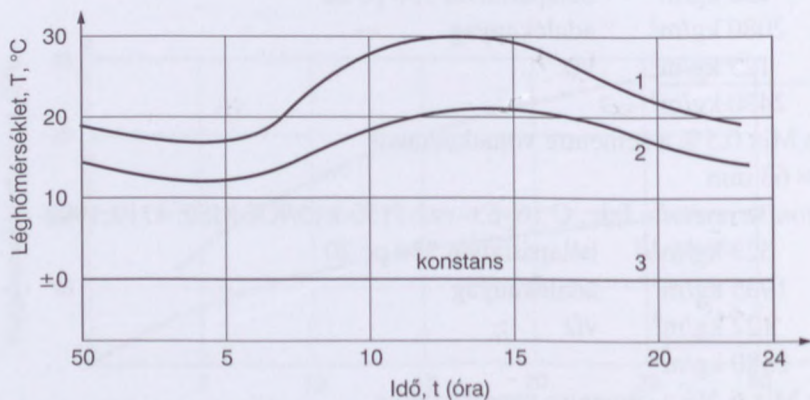
A cement hidratációhőjét termoszos kaloriméterben határoztuk meg (32.26. ábra).



32.26. ábra. A 350 ppc 20 cement hidratációhője (SZIKKTI mérései)



32.27. ábra. A napsugárzás intenzitása. Globális napsugárzás: 1 – (nagy) 26000 kJ/m<sup>2</sup>, 2 – (közepes) 15000 kJ/m<sup>2</sup>, 3 – (kicsi) 4000 kJ/m<sup>2</sup>



32.28. ábra. Lég hőmérséklet időbeni alakulása: 1 – nyári nap, 2 – tavaszi nap, 3 – téli nap



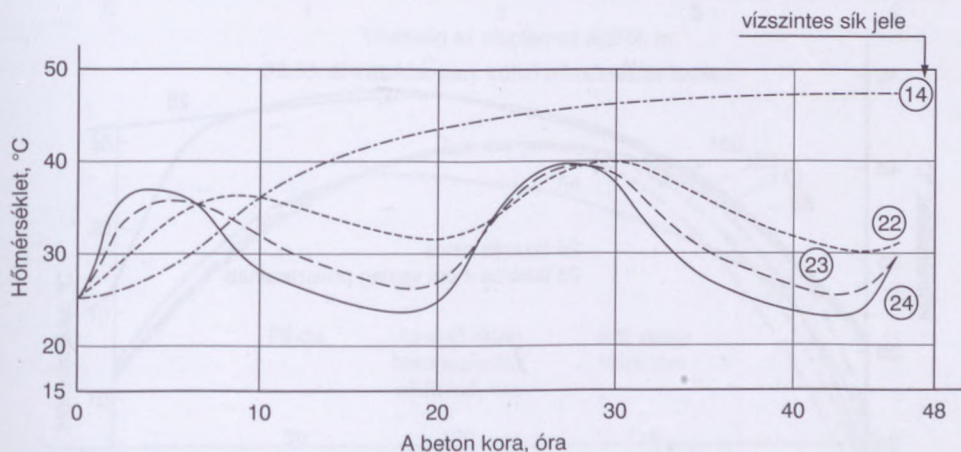
A napsugárzás intenzitását (32.27. ábra) és a léghőmérséklet időbeli alakulását (32.28. ábra) meteorológiai adatok felhasználásával vették fel.

#### d) Az egyes tényezők hatása a kéregrepedés veszélyére

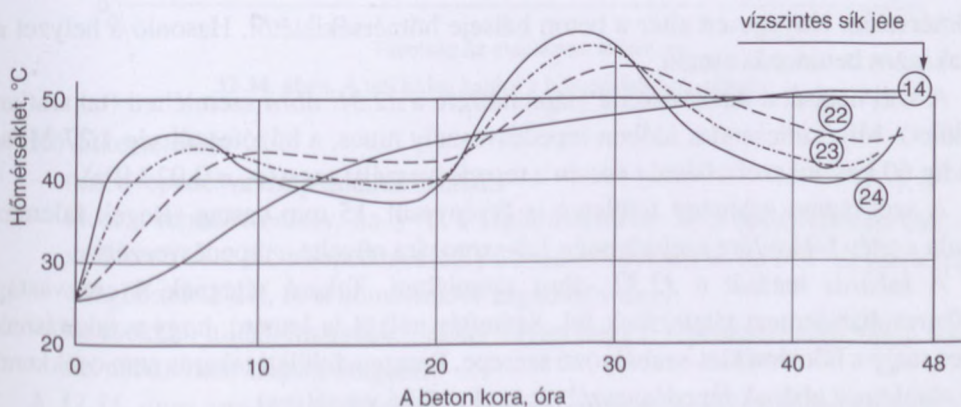
Ha a *feketedési fok* ( $a_f$ ) 0,88-ról 0,80-ra változott, akkor 4 m vastag pillérben az eltérés max. 0,5 °C volt.

Ha az *abszorpciós tényező* ( $A_N$ ) 0,7-ről 0,6-ra változott, akkor 4 m vastag pillérben a max. hőmérséklet-különbség 0,8 °C volt. Ezért a számítás során  $a_f = 0,88$  és  $A_N = 0,6$  értékeket vették fel.

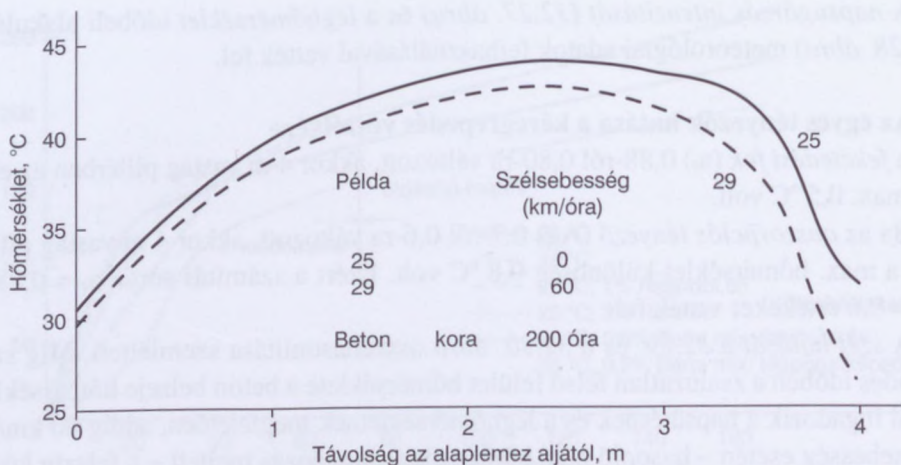
A szél hatását a 32.29. és a 32.30. ábra összehasonlítása szemlélteti. Míg szélcsendes időben a zsaluzatlan felső felület hőmérséklete a beton belseje hőmérséklete körül ingadozik a napsütésnek és a léghőmérsékletnek megfelelően, addig 60 km/óra szélsébség esetén – hasonló napi hőmérséklet-ingadozás mellett – a felszín közeli



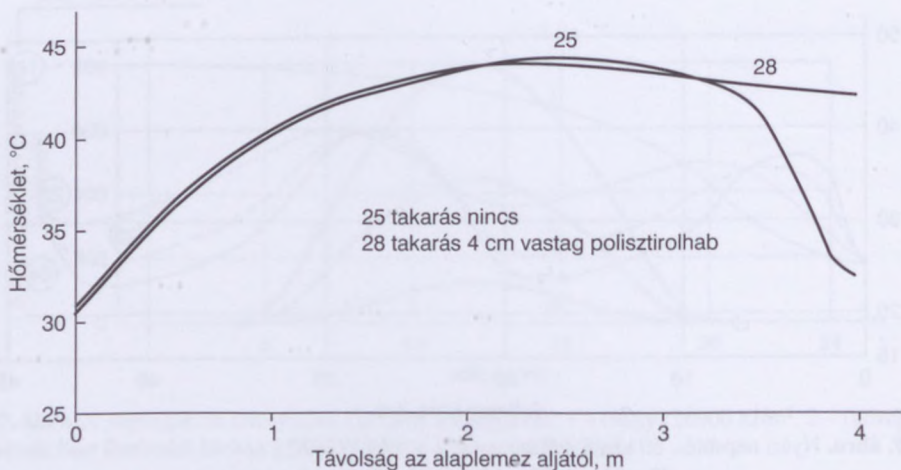
32.29. ábra. Nyári napsütés, 60 km/ó szélsébség,  $\lambda = 4,64$  W/mK, a szabad felszíntől való távolság: 22 – 30 cm; 23 – 15 cm; 25 – 5 cm; 14 – 1 m



32.30. ábra. Adatok, mint 32.29. ábrán, de szélcsend van



32.31. ábra. A szél hatása a hőmérséklet-eloszlásra



32.32. ábra. A takarás hatása

hőmérséklet lényegesen eltér a beton belseje hőmérsékletétől. Hasonló a helyzet a szakaszos betonozás esetén.

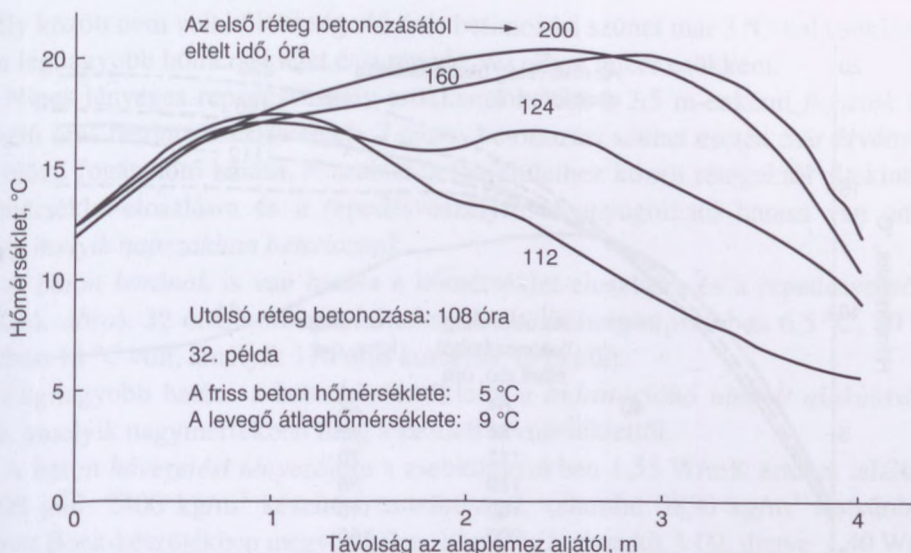
A szél hatását a duzzasztómű alaplemezeire a 32.31. ábra szemlélteti (takaratlan felület). Míg szélcsendes időben repedésveszély nincs, a húzófeszültség 1,27 MPa, addig 60 km/óra szélsebesség esetén a repedésveszély nagy ( $\sigma_{tt} = 2,02$  MPa).

A szél hatása zsaluzott felületen is érvényesül. 15 mm vastag rétegelt falemez zsalu esetén 60 km/óra szélsebesség 1,3-szorosára növelte a repedésveszélyt.

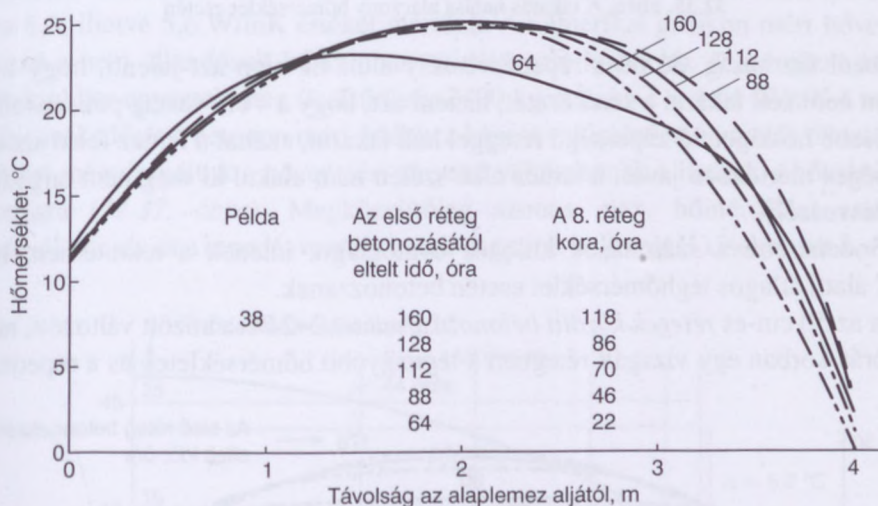
A takarás hatását a 32.32. ábra szemlélteti. Takaró rétegnek 4 cm vastag műanyaghab-lemezt tételeztünk fel. Számítás nélkül is látható, hogy a takarásnak igen nagy a hőmérséklet-szabályozó szerepe. Persze a felületi takarás nem csökkenti az alaplemez aljának repedésveszélyét (ez kevésbé veszélyes).

A hidegben való betonozás hatását a 32.33.–32.34. ábra szemlélteti.





32.33. ábra. Alacsony külső hőmérséklet hatása

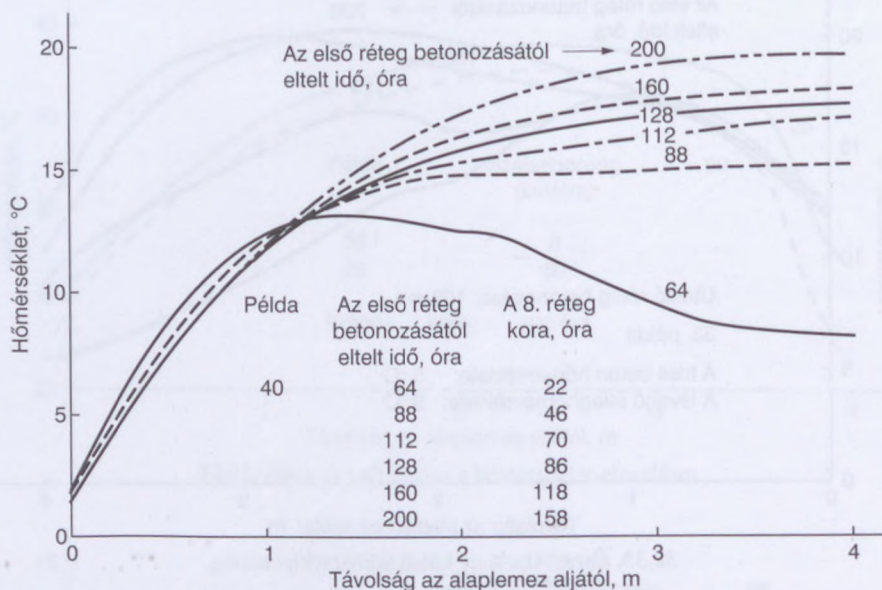


32.34. ábra. A téli hideg hatása a hőmérséklet-eloszlásra

Következtetések:

- nincs repedésveszély takarás esetén,
- kicsi a repedésveszély, ha 5 °C a léghőmérséklet és a betonhőmérséklet, és szélcsend van. Nő a repedésveszély abban az esetben is, ha 5 °C ugyan a napi átlaghőmérséklet, de a hőmérséklet-ingadozás nagy,
- ha csökken a léghőmérséklet, akkor olyan nagy a repedésveszély, hogy takarás nélkül nem szabad dolgozni.

A 32.35. ábra arra is figyelmeztet, hogy a 4 cm vastag polisztirolhab-takarással megszűnik ugyan a repedésveszély fent, sőt igen nagy lesz a repedésképződéssel

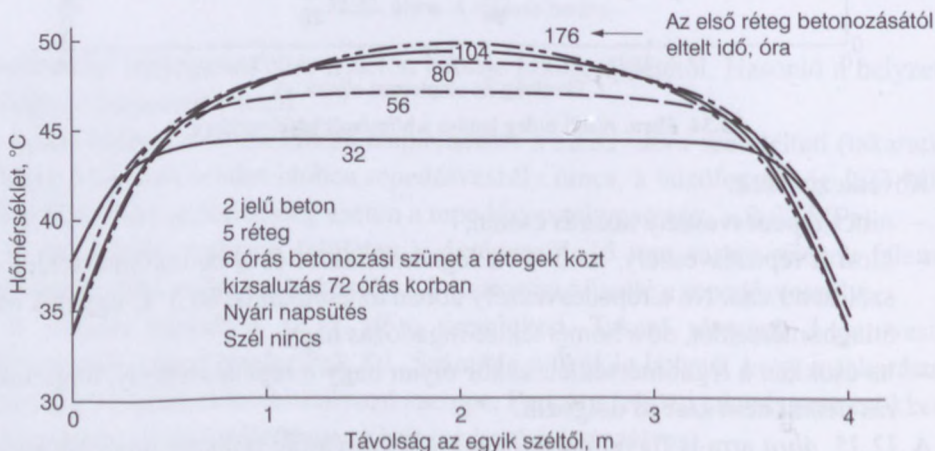


32.35. ábra. A takarás hatása alacsony hőmérséklet esetén

szembeni biztonság, de nő a repedésveszély alul. Ez nem azt jelenti, hogy hideg időben nem kell takarni a szerkezetet, hanem azt, hogy a 4 cm vastag polisztirolhabnál kisebb hőszigetelő képességű réteggel kell takarni, ezáltal a lemez felső szélén a szükséges mértékben javul, a lemez alsó szélén nem alakul ki meg nem engedhető repedésveszély.

Mindenesetre a számítások különös óvatosságra intenek a tekintetben, hogy  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  alatti átlagos léghőmérséklet esetén betonozzanak.

Ha az 50 cm-es rétegek közötti betonozási szünet 2–24 óra között változott, akkor 200 óras korban egy vizsgált rétegben a legnagyobb hőmérsékletek és a repedésve-



32.36. ábra. Hőmérséklet-eloszlás a pillér 11 v síkjában



szély között nem volt különbség. 48 órás betonozási szünet már 3 °C-kal csökkentette a legnagyobb hőmérsékletet és a repedésveszélyt a felére csökkent.

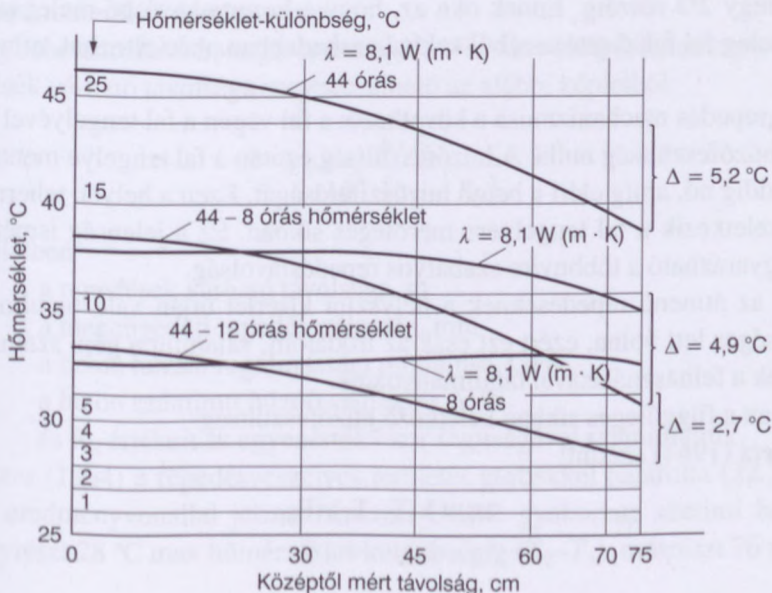
Nincs lényeges repedésveszély-csökkentő hatása a 2,5 m-enkénti *fogások* közti 48–96 órás betonozási *szünet*nek. 7 napos betonozási szünet esetén már érvényesül az előző fogás hűtő hatása. A szabad betonfelülethez közeli rétegektől eltekintve a hőmérséklet-eloszlásra és a repedésveszélyre elhanyagolható hatása van annak, hogy *melyik napszakban betonoznak*.

A *beton korának* is van hatása a hőmérséklet-eloszlásra és a repedésveszélyre (32.36. ábra). 32 órás korban a hőmérséklet-különbség a pillérben 6,5 °C, 80 órás korban 14 °C volt, amelyek 176 órára 16 °C-ra nőtt.

Legnagyobb hatása a betonhőmérsékletre a *hidratációhő időbeli alakulásának* van, amelyik nagymértékben függ a kezdeti hőmérséklettől.

A beton *hővezetési tényezőjére* a zsebkönyvekben 1,55 W/mK értéket találtunk. +200 jelű, 2400 kg/m<sup>3</sup> készítési testsűrűségű, valamint 3850 kg/m<sup>3</sup> testsűrűségű betont Bock-készülékben megvizsgálva, 10 napos korban kb. 1,00, illetve 1,40 W/mK értéket mértünk. Ugyanakkor nem állandósult hőáramban vizsgálva, a betonozástól számított 30, illetve 50 óra múlva az első betonra 3,6, illetve 3,2 W/mK, a nehézbetonra 6,3, illetve 5,6 W/mK értéket mértünk. Az amerikai gátakon mért hővezetési tényező a nem állandósult hőáramban mérthez van közelebb. A számított és mért értékek akkor egyeztek meg (testsűrűség 2400 kg/m<sup>3</sup>), ha  $\lambda = 4,64$  W/mK-t vettünk fel.  $\lambda$  növekedését a betonon mért értékhez képest valószínűen a vasalás okozta.

Ezért megvizsgáltuk a hővezetési tényező változásának a hatását a hőmérséklet-eloszlásra (32.37. ábra). Megközelítőleg azonos max. hőmérséklet esetén a hőmérsékletesés és a repedésveszély annál nagyobb volt, minél kisebb volt  $\lambda$ . Ahogy



32.37. ábra. A korrigált hőmérsékleti ábrák



$\lambda$  8,1-ről 4,65-re, illetve 2,3-ra csökkent, úgy a repedésveszély 20 óras korban 1,25-szörös, illetve 1,55-szörös lett.

*Wischers* (1964) feltételezi, hogy a *kúszási tényező* a fiatal betonra 1. A tapasztalat szerint sem jelennek meg a repedések, ha a kúszás nélkül számított feszültségek elérik a húzószilárdságot. Ennek magyarázatára azonban más feltételezésünk is van. 8 óras korban a zsaluzott falban a hőmérséklet kb. konstans, 12 óras korban már van hőmérséklet-különbség, 44 óras korra pedig lényeges a különbség,  $\Delta T = 5,2$  °C. Kezdetben a betonnak nincs szilárdsága, feszültség sem lép fel gátolt alakváltozásból. Azt mérésrel lehet eldönteni, hogy mikor lépnek fel feszültségek. Ha a 8 óras korú beton hőmérséklet-eloszlási görbáját levonjuk a 44 órasból, akkor  $\Delta T = 4,9$  °C, nincs változás. Ha viszont a 12 óras kori betonét vonjuk le, akkor  $\Delta T = 2,7$  °C, és ez kb. akkora különbség, mint ha a kúszási tényezőt 1-nek vesszük.

### e) Átmenő repedés keletkezésének veszélye, valószínűségének a vizsgálata

A betonfalat általában merev alaptestre építik, amelynek a hőmérséklete rendszerint már a betonozáskor is eltér a friss beton hőmérsékletétől. A hidratációhő miatt később a beton hőmérséklete nő. A legnagyobb hőmérséklet a fal középpontjában van, míg az alaptest és a szabad felszín felé csökken a hőmérséklet. A fal hőmérséklete növekedésekor néhány óráig a fal feszültség nélkül alakváltozik. Amikor a beton szilárdulni kezd, akkor benne olyan mértékben alakulnak feszültségek, amilyen mértékben az alakváltozást meggátoljuk. Ha a fal lehül az alaptest hőmérsékletére, akkor benne – mivel az alaptestnél az alakváltozást nagyrészt meggátoljuk – kényszerfeszültségek keletkeznek. Éspedig a falban húzó-, az alaptestben nyomófeszültségek. Ha ezek túllépik a beton húzószilárdságát, akkor a fal átreped. Ezek a repedések gyorsan nem hatolnak fel a fal teljes magasságáig, hanem annak csak mintegy 2/3 részéig. Ennek oka az, hogy a korona kevésbé melegszik fel, és hogy a meleg fal felső szakaszából sokkal szabadabban alakváltozhat, mint az alsóból.

A megrepedés mechanizmusa a következő: a fal végén a fal tengelyével párhuzamosan a húzófeszültség nulla. A húzófeszültség ezután a fal tengelye mentén haladva mindaddig nő, amíg eléri a beton húzószilárdságát. Ezen a helyen tehermentesítő repedés keletkezik a fal tengelyére merőleges síkban. Ez a jelenség ismétlődik, és ezzel magyarázható a többnyire szabályos repedéstávolság.

Mivel az átmenő repedéseknek a helyszíni kísérlet útján való tanulmányozása igen költséges lett volna, ezért ezt csak az irodalom, valamint a gépi számítás eredményeinek a felhasználásával tanulmányoztuk.

A falban a függőleges síkban keletkező húzófeszültség

*Wischers* (1964) szerint:

$$\sigma_{tt} = k(T_2 - T_1)\alpha E_{ot}$$



a képletben

- $\sigma_{tt}$  a keletkező húzófeszültség, MPa  
 $T_2$ , illetve  $T_1$  a fal, illetve az alaptest átlaghőmérséklete, °C  
 $a$  a beton hőtágulási együtthatója,  $11,2 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$   
 $E_{ot}$  a beton húzási kezdeti rugalmassági modulusa, MPa  
 $k$  a pillér és az alaptest közötti elcsúszás lehetőségét fejezi ki. A jelenlegi merev alaptest esetén 1. Az alaplemez két fogása (2–2 m) vizsgálata során  $k = 0,7-0,8$  tételezhető fel.

Az átmenő repedések veszélyét befolyásoló tényezőre elsősorban azáltal tudunk hatni, hogy a fal és az alaptest közötti hőmérséklet-különbséget csökkentjük. Ennek módjai:

- a cement hidratációhőjének és mennyiségének csökkentése,
- a friss beton hőmérsékletének a csökkenése,
- a betonfal felmelegedésének mérséklése (belső csőhűtés, rétegenkénti betonozás),
- az alaptest melegítése,
- zömökben betonozás.

Fentiekhez megjegyezzük, hogy a cementet már aszerint választottuk ki, hogy a hidratációhője minél kisebb legyen. A cementtartalom csökkentése a számításban feltételezethez képest nem járható út. Úgyszintén nincs mód nyári időben a friss beton hőmérsékletének a csökkentésére és a belső csőhűtésre. A tervek szerint a rétegek között szükséges betonozási szünet sem tartható be. Az alaptest melegítését is el kell vetni. Az azonban megfontolandó, hogy téli időben takarással késleltetjük az alaplemez lehűlését.

A legrealisabban járható út a zömökben betonozás. Ezt a módszert alkalmazták pl. a Paksi Atomerőmű építése során.

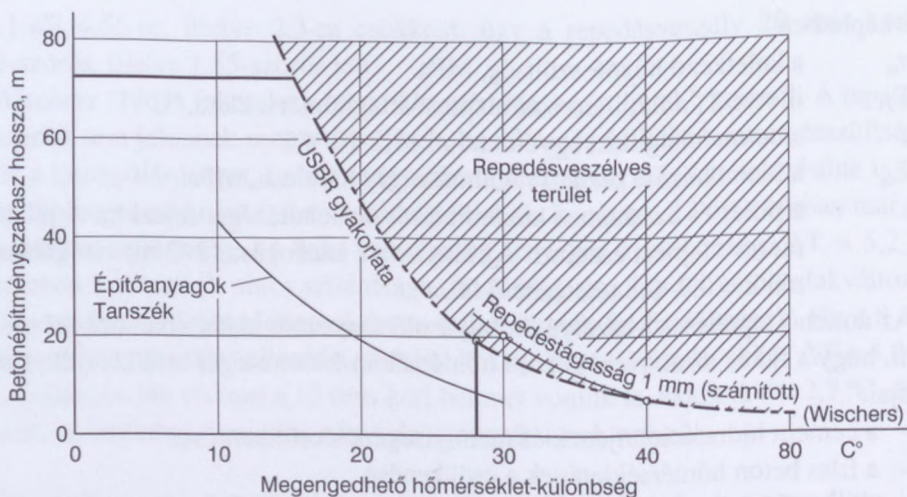
Az egybebetonozható hosszak számítására *Wischers* (1964) ismertetett módszert. A repedések várható távolsága megbecsülhető az alábbi képletből:

$$a = \frac{b \cdot E_{ot}}{10^3 \cdot (\sigma_{tt} - R_{tt})}$$

A képletben

- $a$  a repedések várható távolsága, m  
 $b$  a megengedett repedésszélesség, mm  
 $E_{ot}$  a beton húzási rugalmassági modulusa, GPa  
 $\sigma_{tt}$  a beton számított húzófeszültsége, MPa  
 $E_{ot}$  és  $R_{tt}$  értékeit az egyenértékű kor segítségével számíthatjuk.

*Wischers* (1964) a repedésveszélyes területet görbékkel határolta (32.38. ábra). A görbe eredményvonallal jelzett része az USBR gyakorlata szerinti határvonal, amely egyrészt 28 °C max hőmérséklet-különbségig ( $T_2-T_1$ ), másrészt 76 m hosszig



32.38. ábra. Egy építési szakasz megengedhető hossza a pillér és az alap hőmérséklet-különbségének a függvényében

érvényes (ez 16 °C-nak felel meg). Ezt a görbét Wischers kiegészítette 1 mm repedésszélesség feltételezésével számított görbe szakasszal.

Az ábrán mi is feltüntettünk egy görbét, amelyet 1 mm repedéstágasság feltételezésével számítottunk. A számítás során Wischers-hez hasonlóan feltételeztük, hogy a betonban akkor keletkeznek átmenő repedések, amikor a beton lehül, és az alaplemez gátolja a hőmérséklet-csökkenés okozta megrövidülést. Valószínű, hogy az átmenő repedés nem közvetlenül az alaptestnél keletkezik, bár az alakváltozás-gátló hatás ott a legnagyobb, mivel a hőmérséklet-különbség az alaptest és a pillér hőmérséklete között ott kicsi. Tehát afölött lehet számítani a repedésekre, ha nincs zömökben betonozás.

A zömökben betonozás nagy előnye a rétegekben betonozással szemben, hogy ez esetben a betonozásban nem kell szünetet tartani, mivel egyik vagy másik zöm mindig betonozható.

A hőtani számítások eredményei a betontechnológiai utasításban kerültek felhasználásra.

### 32.3.3.3. A betontechnológiai utasítás

A betontechnológiai utasítást az ÉTI Beton és Vasbetonszerkezetek Tudományos Tagozatán készítették. Az utasítás a követelmények, a betonösszetétel, a betonozás, a munkahézag, az utókezelés és a kizsaluzás című fejezetekre tagozódott.



### a) Általános műszaki követelmények

A betonkeverék előállítását, szállítását, elhelyezését és tömörítését úgy kellett megszervezni, hogy a betonozás folyamatossága (a frisset frissre elv) mindenkor biztosítva legyen.

A betonkeveréket előállító keverőtelep a következő feltételeknek kellett hogy megfeleljen:

- kapacitása feleljen meg a tervezett betonozási ütemnek,
- legyen legalább négy adalékanyag-frakció tárolására elegendő rekesze,
- legyen felszerelve olyan mérő- és adagolóberendezésekkel, amelyekkel a  $\pm 2\%$  adagolási pontosság betartható,
- legyen felszerelve adalékszer-adagolóval, amely 1–4 adalékszer egymást követő adagolására alkalmas és lehetővé teszi az adagolás vizuális ellenőrzését,
- legyen felszerelve a homokfrakció nedvességtartalmának mérésére alkalmas berendezéssel, és
- legyen felszerelve a téli üzemelést lehetővé tevő berendezésekkel.

Betonozni  $+5\text{ °C}$  és  $+25\text{ °C}$  ún. *mértékadó hőmérsékleti határok* között szabadott.

A mértékadó hőmérsékletet a következő összefüggésből kellett számítani

$$T_m = \frac{2T_b + T_1}{3}$$

ahol  $T_m$  a mértékadó hőmérséklet,  $^{\circ}\text{C}$ ,  
 $T_b$  a bedolgozott friss beton hőmérséklete,  $^{\circ}\text{C}$ ,  
 $T_1$  a várható napi középhőmérséklet, illetve az előző napi tényleges napi középhőmérséklet. (A középhőmérséklet az árnyékban mért maximális és minimális hőmérséklet átlaga).

A bedolgozott *friss beton hőmérséklete*  $+5\text{ °C}$ -nál kisebb nem lehetett. Hideg időben a készítési vízen kívül az adalékanyagot is melegíteni kellett úgy, hogy  $T_m = +5\text{ °C}$  feltételezésével,  $T_1$  értékétől függően  $T_b$  értéke legalább a következő legyen:

$T_1, ^{\circ}\text{C}$	$T_b, ^{\circ}\text{C}$
0	7,5
-5	10,0
-10	12,5

A beton hőmérséklete a *kritikus szilárdság* ( $5\text{ N/mm}^2$ ) elérése előtt nem csökkenhetett  $0\text{ °C}$  alá.

Az egyszerűre betonozandó szakasz és az alatta levő betontest átlagos hőmérséklet-különbsége 9, 13,5, 20, 28 és 45 m szakasz hossz esetében rendre legfeljebb 30, 25, 20, 15 és  $10\text{ °C}$  lehetett. Az elő-, utófenék, valamint az alaplemez esetében a megengedhető szakaszhosszak 1,25-dal szorozhatók voltak.

A betonszerkezet közepében és a felszínén mért *hőmérséklet különbsége* nem lehetett nagyobb, mint 15 °C.

Az egymás követő fogások *betonozási szünetének* minimális időtartamát a beton hőmérsékletének mérésével kellett meghatározni. A következő fogást akkor szabaddott betonozni, ha az előző fogásban a betonhőmérséklet már csökkent.

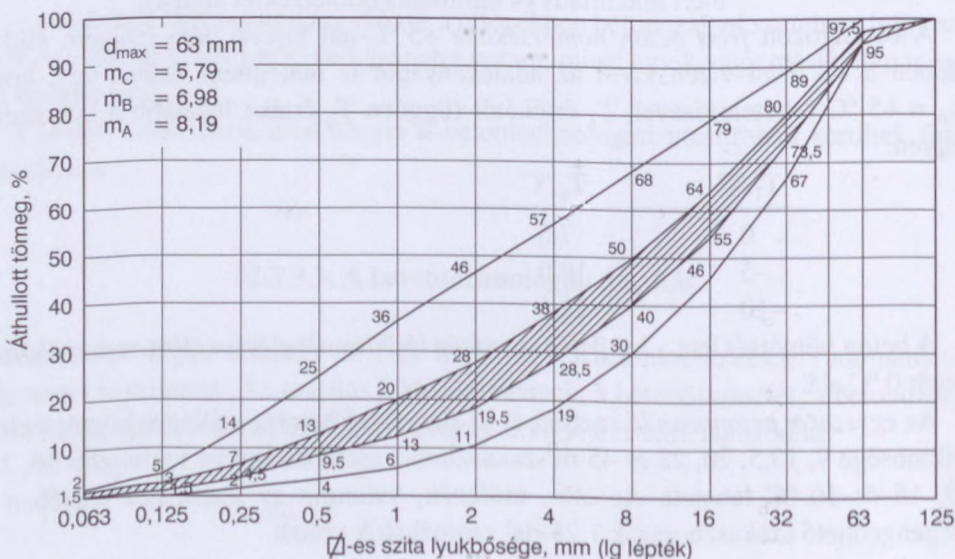
### b) Az alkotóanyagokkal szemben támasztott követelmények

Mérsékeltlen hőfejlesztő (7 napos korig 20 °C hőmérsékleten legfeljebb 272 kJ/kg, azaz 65 kcal/kg hidratációhőt fejlesztő), kedvező zsugorodású és megfelelően vízzáró *cementet* kellett felhasználni. A cement minőségének meg kellett felelni az MSZ 4702 előírásainak. Fajlagos felülete Blaine szerint 280 és 330 m<sup>2</sup>/kg határok között lehetett.

Adalékanyagul legalább 2,60 g/cm<sup>3</sup> testsűrűségű, természetesen elaprózódott homokos kavicsot kellett választani. Az adalékanyag-szemcsék felülete nem lehetett mállott, poros vagy tapadó szennyeződéssel bevont. Szemrevételezéssel megállapítható szerves szennyeződést nem tartalmazhatott. SO<sub>4</sub>-ben kifejezett szulfáttartalma 1,0 m%-nál, vízben oldható kloridtartalma 0,2 m%-nál nagyobb nem lehetett. Az agyag- iszaprögök és a kézzel szétmorzsolható bármilyen anyagú szemcsék mennyisége legfeljebb 1,0 m% lehetett. A finoman elszórt agyag-iszap mennyisége nem lehetett több mint 3 V%.

Az adalékanyag előírt legnagyobb szemmagysága  $d_{\max} = 63$  mm volt. Kivételt képezett a 13 jelű beton, amelyet  $d_{\max} = 32$  mm és a 11 jelű beton, amelyet  $d_{\max} = 16$  mm legnagyobb szemmagyságú adalékanyag felhasználásával kellett készíteni.

Az adalékanyag szemmegoszlását a 32.39.–32.41. ábrán megadott vonalkázott terület határai között kellett megválasztani. Kivételt képezett a 12 jelű szűrőbeton,

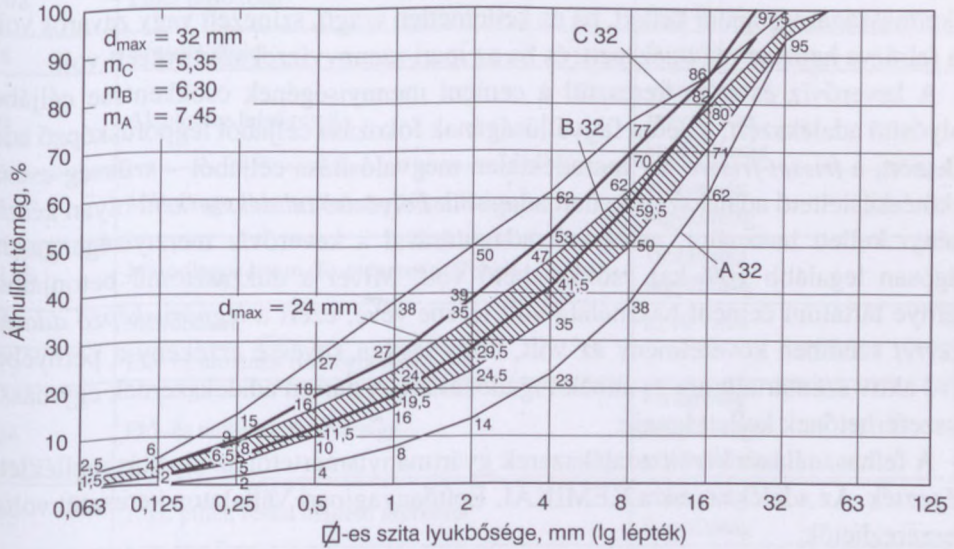


32.39. ábra. A 63 mm legnagyobb szemmagyságú adalékanyag határgörbéi

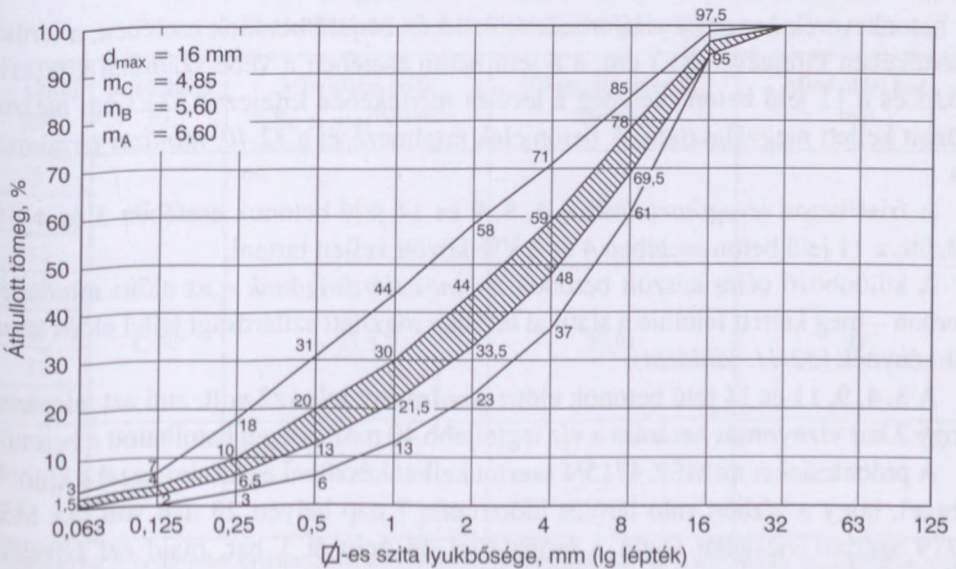


amelynek adalékanyagát 43% 16–24 mm-es és 57% 24–63 mm-es szemcsehatáru frakciókból kellett összeállítani:

- 0–4 mm,
- 4–16 mm,
- 16–24 mm,
- 24–63 mm.



32.40. ábra. A 32 mm legnagyobb szemmagyságú adalékanyag határgörbéi



32.41. ábra. A 16 mm legnagyobb szemmagyságú adalékanyag határgörbéi

A frakciók keverési arányát a frakciók mindenkori szemmegoszlásának megfelelően kellett meghatározni.

Az elő- és utófenék tömegbetonja esetében az utasítás megengedte természetes szemmegoszlású homokos kavics használatát. A szemmegoszlást (szükség esetén) 0-4 mm-es osztályozott homokkal kellett javítani.

*Keverővízként* a természetben előforduló minden víz felhasználható volt, amely a beton kötését és szilárdulását és egyéb jellemzőit károsan nem befolyásolta. Közfogyasztást szolgáló vízvezeteki vagy kútvíz minőségét nem kellett vizsgálni. A víz alkalmasságát vizsgálni kellett, ha az kellemetlen szagú, színezett vagy zavaros volt, ha felrázva habzott vagy pezsgett, és ha az ipari szennyvízzel szennyezett volt.

A keverővíz és ezen keresztül a cement mennyiségének csökkentése céljából folyósító adalékszert, a beton fagyállóságának fokozása céljából légpórusképző adalékszert, a *frisset frissre* elv maradéktalan megvalósítása céljából – szükség esetén – kötéskeleltető adalékszert kellett adagolni. *Folyósító adalékszerként* olyan készítményt kellett használni, amelynek adagolásával a keverővíz mennyisége gazdaságosan legalább 10%-kal csökkenthető volt. Mivel a duzzasztómű betonjaihoz pernye tartalmú cement használata volt tervbe véve, ezért a *légpórusképző adalékszerrel* szemben követelmény az volt, hogy legyen kevésbé érzékeny a pernyében lévő aktív széntartalomra és annak ingadozására. A három adalékszernek egymással összeférhetőnek kellett lennie.

A felhasználásra került adalékszerek gyártmányismertetői az utasítás mellékletét képezték. Az adalékszerek a KEMIKÁL Építőanyagipari Vállalaton keresztül voltak beszerezhetőek.

### c) A betonokkal szemben támasztott követelmények

A betonkeverék *konzisztenciáját* a 3, 4, 9, 13 és 14 jelű betonok esetében, a terület mértékében kifejezve  $38 \pm 3$  cm, a 8 jelű beton esetében a Vebe-számmal kifejezve  $25 \pm 5$  és a 11 jelű beton esetében a terület mértékében kifejezve  $53 \pm 3$  cm határok között kellett megválasztani. A betonjelek értelmezését a 32.40. táblázat tartalmazza.

A friss beton *levegőtartalmát* a 4, 8, 9 és 14 jelű betonok esetében 3 és 4 V% között, a 11 jelű beton esetében 4 és 6 V% között kellett tartani.

A különböző célra készült betonok *nyomószilárdságának* – az előírt minősítési korban – meg kellett felelnie a statikai tervben rögzített szilárdsági jellel előírt követelménynek (32.41. táblázat).

A 3, 4, 9, 11 és 14 jelű betonok előírt *vízzárósági jele* vz2 volt, ami azt jelentette, hogy 2 bar víznyomás hatására a víz legfeljebb 40 mm mélyen hatolhatott a betonba.

A próbatesteket az MSZ 4715/4 szerint kellett készíteni és tárolni azzal a különbséggel, hogy a vízben való tárolás időtartama 7 nap helyett 23 nap volt. Az MSZ 4719 szerinti vizsgálat során a próbatestet 48 órán át 1 bar, majd ezt követően 24 órán át 2 bar víznyomásnak kellett kitenni. A beton vízzárósága megfelelőnek



**32.40. táblázat.** Különleges rendeltetésű vízépítési betonok

A beton		Különleges követelmény
Jele	Felhasználási helye	
3	Alaplemez (tömegbeton)	vízzáróság
4	Pillér alsó része	vízzáróság fagyállóság
4/a	Pillér felső része	vízzáróság fagyállóság
8	Rézsűburkolat	fagyállóság
9	Alaplemez felső rétege	vízzáróság fagyállóság kopásállóság
11	Másodlagos beton (Szivattyús szállítás)	vízzáróság fagyállóság
11/a	Másodlagos beton (Konténeres szállítás)	vízzáróság fagyállóság
12	Szűrőbeton	$k \geq 10^{-1}$ m/s
13	Elő- és utófenék (tömegbeton)	–
14	Elő- és utófenék felső rétege	vízzáróság fagyállóság kopásállóság
15	1. sz. pillér, résfal melletti szerkezet	vízzáróság fagyállóság
16	1. sz. pillér, turbinafal	vízzáróság

**32.41. táblázat.** Nyomószilárdsági követelmények

A beton jele	Szilárdsági jel	Minősítési érték $R_{k, 20, NOM}$ N/mm <sup>2</sup>	Átlagszilárdság $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Minősítési kor, nap
3	C 12	14,0	20,58	91
4				
13				
8	C 20	23,8	30,91	91
9				
11				
14				
12	–	–	–	–

Megjegyzés: A betonjelek értelmezését a 32.3. táblázat tartalmazza. Az átlagszilárdság számítása során a szilárdság szórása 4,0 N/mm<sup>2</sup>-rel lett figyelembe véve. („B” kategóriájú munkahely.)

bizonyult, ha a legnagyobb vízbehatolás-mélység nem volt nagyobb, mint a próbatest nyomásirányú vastagságának 1/3-a. A minősítési kor 91 nap volt.

A 4, 8, 9, 11 és 14 jelű betonok előírt *fagyállósági jele* f 150 volt, amely az előírt 150 fagyasztás-olvadás ciklusszámot legfeljebb 25%-os szilárdságcsökkenéssel kiálló betont jelent. a próbatesteket az MSZ 4715/4 szerint kellett készíteni és tárolni, azzal a különbséggel, hogy a vízben való tárolás időtartama 7 nap helyett 23 nap volt. Az előírt minősítési kor 91 nap volt.

#### d) Betonösszetétel

Az előkísérletek eredményei, a gyakorlati tapasztalatok, valamint a helyszíni próbakeverések alapján az utasítás a betonok összetételét a 32.42. táblázatban írta elő. A betonösszetételek száraz adalékanyagra vonatkoztak. Ha a felhasznált adalékanyag nedvességet tartalmazott, akkor ennek mennyiségével a keverővíz mennyiségét csökkenteni, az adalékanyag mennyiségét növelni kellett.

A betonkeverékek előállítására szolgáló *keverési utasításokat* (recepteket) a 32.42. táblázat adatainak felhasználásával a Vízépnek kellett elkészíteni és azokat az ÉTI-vel és az Oviberrel jóvá kellett hagyatnia.

Az utasítás folyósító adalékszerként a Barra Mix, légpórusképző adalékszerként a Barra Air és kötéskeleltető adalékszerként a Retardol '85 használatát írta elő. Az utasítás megengedte, hogy a Barra Mix és a Barra Air hiányában a 3 és a 13 jelű betonokhoz Barra Plast 75L képlékenyítő és légpórusképző adalékszert használhattak.

Az egyes adalékszerek – cement tömegére vonatkoztatott – adagolási határait az utasítás a következők szerint írta elő:

Barra Mix	0,5	–	1,5%
Barra Air	0,05	–	0,2%
Retardol '85	0,4	–	2,5%
Vikoment V	1,0	–	2,5%
Barra Plast 75L	0,3	–	0,5%

A konkrét adagolandó mennyiséget a betonösszetétel, a konzisztencia, a hőmérséklet és a bedolgozási technológia függvényében kellett meghatározni.

Az előírt betonösszetétel figyelembevételével a műtárgy kivitelezése során készített *tényleges betonösszetételek* lényeges változást az előírthoz képest nem tartalmaztak (32.42. táblázat). Lényeges változás volt, hogy a 4 jelű betonban a cementadagolás  $345 \text{ kg/m}^3$ -ről lecsökkent  $300 \text{ kg/m}^3$ -re. Ezt a változást az tette lehetővé, hogy a Vízép az eredetileg f150-es fagyállósági követelményt f100-ra enyhítette. A *tényleges betonösszetételek* az előírtakhoz képest néhány, a tervezés során figyelembe nem vett betonfajta összetételével egészültek ki.



32.42. táblázat. Betonösszetételek

Megnevezés	Dimenzió	Betonösszetétel											
		3	4	8	9	11	12	13	14				
350 PPC 20	kg/m <sup>3</sup>	245	345	280	345	395	150	275	345	jelű beton esetében			
Frakcionált homokos kavics d <sub>max</sub> =63 mm	kg/m <sup>3</sup>	2003	1847	1988	1847	—	1701*	—	1847				
Frakcionált homokos kavics d <sub>max</sub> =16 mm	kg/m <sup>3</sup>	—	—	—	—	1717	—	—	—	—	—		
Természetes szemmegoszlású javított hom. kav. d <sub>max</sub> =32 mm	kg/m <sup>3</sup>	—	—	—	—	—	—	1924	—	—	—		
Készítési víz	kg/m <sup>3</sup>	165	162	130	162	185	60	185	162	185	162		
Barra Mix	%	1	1,5	—	1,5	1,5	—	1	1,5	1,5	1,5		
Barra Air	%	—	0,15	0,15	0,15	0,15	—	—	0,15	—	0,15		
A beton szilárdsági jele, C	—	12	12	20	20	20	—	12	20	20	20		
Víz-cement tényező	—	0,67	0,47	0,47	0,47	0,47	0,40	0,67	0,47	0,47	0,47		
A friss beton testsűrűsége	kg/m <sup>3</sup>	2413	2354	2398	2354	2297	1911	2384	2354	2297	2354		
A konzisztencia jele	—	KK	KK	FN	KK	F	—	KK	KK	F	KK		

Megjegyzés: — \* 16/24 mm 732 kg/m<sup>3</sup> és 24/63 969 kg/m<sup>3</sup>

— a betonjelek értelmezését az 32.1. táblázat tartalmazza,

— a 4-jelű betonösszetétel a fagyállósági vizsgálat eredményétől függően módosulhat,

— az alkotóanyagok mennyisége sem keverési, sem bedolgozási kálót nem tartalmaz.

## e) Betonozás

Az utasítás szerint a **betonozás előtt** ellenőrizni kellett a zsaluzatot, a betonacél-szerelést és a betonozásra kerülő szerelvényeket. A zsaluzat ellenőrzése annak terv szerinti helyzetére, méreteire, szilárdságára és merevségére terjedt ki. A betonacél-szerelés esetében az átmérőt, a vasvezetést és a darabszámot kellett ellenőrizni. Ezt követően a csatlakozó betonfelületeket, valamint a zsaluzat betonnal érintkező felületét, továbbá a betonozásra kerülő acélbetéteket és szerelvényeket minden szennyeződéstől, télen a hótól és a jégtől meg kellett tisztítani.

A betonkeveréket az építéshelyre telepített keverőtelen, kényszerkeverőgépben kellett előállítani. Az adalékanyagot és a cementet tömeg szerint kellett mérni és adagolni. Az adagolás előírt pontossága  $\pm 2\%$  volt.

Az adalékanyag-frakciókat – a betapadás elkerülés céljából – a következő sorrendben kellett adagolni:

1. 24 – 63 mm
2. 0 – 4 mm
3. 4 – 16 mm
4. 16 – 24 mm

Az adalékszereket egymástól elkülönítve, egymást követően a következő sorrendben kellett adagolni:

1. Barra Mix folyósító adalékszer
2. Barra Air légpórusképző adalékszer és
3. Retardol '85 kötéseleltető adalékszer.

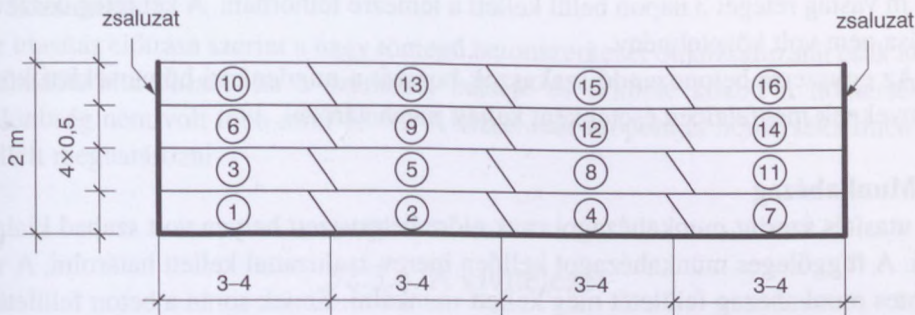
A folyósító és a kötéseleltető adalékszer maradéktalan elkeveredése céljából a keverést az adagolás befejezésétől számított 30 s-ig kellett folytatni. A Barra Air légpórusképző adalékszer, illetve a Barra Plast 75L képlékenyítő és légpórusképző adalékszer adagolása esetében a szükséges mennyiségű és átmérőjű légbuborék keletkezése céljából a keverést az adagolás befejezésétől számított 60 s-ig kellett folytatni.

A kész betonkeveréket a szállítóeszközbe úgy kellett üríteni, hogy az 1 m-nél magasabbról szabadon ne essék. 1 m-nél nagyobb ejtési magasság esetében ejtőcsövet kellett közbeiktatni.

A keverőtelepen előállított betonkeveréket időben (a cement kötése előtt) és változatlan minőségben kellett a bedolgozás helyére juttatni. Változatlan minőségben a tervezett keverési arányt, a kellő homogenitást és a megfelelő bedolgozhatóságot kell érteni. A megfelelő bedolgozhatóság céljából a betonkeverék konzisztenciáját – különösen nyári időben – az előírt konzisztenciatartomány felső felében kellett tartani, hogy a szállítás során az elkerülhetetlenül bekövetkező konzisztenciaromlás miatt a betonkeverék konzisztenciája a bedolgozás előtt az előírt alsó határ alá ne kerüljön.

A betonkeveréket a keverőtelep és a munkahely, illetőleg átadóhely között a kissé képlékeny és a folyós konzisztencia esetében mixerkocsiban, a földnedves konzisz-





**32.42. ábra.** Betonozás eltolt, lépcsős rétegekben

Megjegyzés: a számok az egyes rétegek betonozási sorrendjét jelölik.

tencia esetében billenőszekrényes tehergépkocsiban kellett szállítani. A munkahelyi betonszállítást az alaplemez esetében közvetlenül a zsaluzatba ürítő mixerkocsival, a pillérek esetében betonszállító konténerrel, a másodlagos és a csaptámasz feletti betonok esetében betonszivattyúval kellett megoldani. Ügyelni kellett arra, hogy a betonkeverék (hőmérséklettől függően) 0,5–1,0 órán belül bedolgozásra kerüljön.

A betonkeveréket szabadon ejteni legfeljebb 1,5 m magasságból volt szabad. Ennél nagyobb magasság esetében a betonkeveréket ejtőcsövön kellett eljuttatni a zsaluzatba. Az ejtőcső felső végét tölcserrel kellett ellátni.

A  $d_{\max} = 16$  és 32 mm legnagyobb szemnagyságú betonkeverékek tömörítéséhez 60–80 mm átmérőjű, 3500–4500 N rázóerejű, legalább 6500 l/min rezgésszámú merülővibrátor volt előírva. A  $d_{\max} = 63$  mm legnagyobb szemnagyságú betonkeverékek tömörítéséhez az utasítás nagy átmérőjű, nagy rázóerejű, legalább 6500 l/min rezgésszámú, két személy által kezelendő merülővibrátorok használatát írta elő és erre a célra a Wacker cég IRSEK 3Y/4/42 típusjelű, 110 mm átmérőjű, merülővibrátorát ajánlotta. Ilyen nagy átmérőjű, nagy rázóerejű, kétszemélyes merülővibrátorok beszerzésére nem került sor. Időközben az osztrák szakemberektől olyan információ birtokába jutottunk, ami szerint ezek a vibrátorok az építési gyakorlatban nem váltak be.

A rázófejet egyenes sebességgel kellett a betonkeverékbe meríteni, majd onnan olyan sebességgel kellett kihúzni, hogy a beton a rázófej mögött összerázódhasson. A bemerítés során a rázófejet legalább 15 cm-re az előzőleg tömörített rétegbe is be kellett meríteni.

A vibrálás időtartamát és a vibrátor hatósugarát próbavibrálással kellett meghatározni.

Betonozni folyamatosan, megszakítás nélkül kellett, munkahézag csak a betervezett helyen volt létesíthető. A betonkeveréket 3–4 m széles sávokban eltolt, lépcsős rétegekben kellett bedolgozni (32.42. ábra), az egyes rétegek előírt vastagsága 0,5 m volt. Négy egymást átfedő réteg bedolgozása után kellett a betonozást megszakítani (fogásmagasság 2 m). A lemez betonozása során a legfelső (kopásálló és fagyálló)



0,5 m vastag réteget 3 napon belül kellett a lemezre felhordani. A két réteg összevibrálása nem volt követelmény.

Az egyszerre betonozandó szakaszok hosszát a mindenkori hőmérsékleti körülményeknek megfelelően esetenként kellett meghatározni.

#### **f) Munkahézag**

Az utasítás szerint munkahézagot csak előre betervezett helyen volt szabad kialakítani. A függőleges munkahézagot kellően merev zsaluzattal kellett határolni. A vízszintes munkahézag felületét meg kellett munkálni. Ennek során a beton felületéről a cementben és vízben dúsabb fedőréteget el kellett távolítani oly módon, hogy az adalékanyag-szemcsék a felületből kiálljanak. A munkahézag felületét az erőteljes kötés kialakulása előtt 2 bar nyomású víz-levegő sugárral kellett megmunkálni. A megmunkálás legmegfelelőbb időpontját a hőmérséklettől függően, esetenként kellett meghatározni.

A felületképzés befejeztével a keletkezett törmeléket el kellett távolítani, majd a vízszintes munkahézag felületét vízzel kellett elárasztani. A függőleges munkahézag kiszáradását permetezéssel kellett megakadályozni. Fagyveszélyes időben az utasítás az elárasztás és a permetezés helyett műanyag letakarást írt elő. A vízréteget, valamint a letakarást közvetlenül a betonozás folytatása előtt kellett eltávolítani. A tócsákban álló víz a beton felületén nem maradhatott. A betonozással meg kellett várni, amíg a betonfelület mattnedvessé válik.

1 m-nél kisebb vastagságú betonszerkezetek (pl. az injektáló alagút) munkahézagának vízzáróságát kötőhid felhordásával kellett fokozni. Erre a célra az utasítás a gyakorlatban jól bevált, Barra Emulsion megnevezésű terméket írta elő.

#### **g) Utókezelés**

Meg kellett akadályozni, hogy a beton 14 napos kora előtt kiszáradjon. Ennek céljából az utasítás három utókezelési módszert írt elő:

- vízzel való elárasztást,
- párazáró bevonat felhordását és
- műanyag fóliával való letakarást.

A párazáró bevonatot Protect párolgásgátló szer felhasználásával kellett kialakítani. A párolgásgátló szert csak végleges betonfelületre volt szabad felhordani, munkahézag felületére nem.

Fagyponthoz alatti hőmérsékleten a bedolgozott betont az idő előtti lehűléstől tartóvázra helyezett ponyva- vagy műanyag fóliásátorral kellett megvédeni úgy, hogy a sátor alá gőzt kellett bevezetni. Ügyelni kellett arra, hogy a gőzbefűvés ne közvetlenül a beton felületére irányuljon. A gőzölést addig kellett folytatni, amíg a beton az 5 N/mm<sup>2</sup>-es kockaszilárdságát el nem érte.



## **h) Kizsaluzás**

Az utasítás előírása szerint a nagy tömegű betonszerkezet oldalzsuluzatát csak akkor szabadott eltávolítani, ha a szerkezet belseje és felülete között a hőmérsékletkülönbség nem volt több mint 15 °C. A kizsaluzás időpontját hőmérsékletméréssel kellett meghatározni.

### **32.3.4. A kivitelezés**

A Bős–Nagymarosi Vízlépcsőrendszer megvalósítására a Magyar Népköztársaság és a Csehszlovák Szocialista Köztársaság 1977 szeptemberében államközi szerződést kötött, amelyet az akkori Elnöki Tanács az 1978. évi 17. sz. törvényerejű rendeletével 1978. szeptember 12-én kihirdetett. A beruházás engedély-okirata 1978. június hóban készült és került kiadásra.

A beruházás – Dunakiliti-Nagymaros – engedély-okirata szerinti teljes bekerülési költségből a magyarországi feladat öblözetekkel együtt prognosztizált áron 31,5 milliárd forintban került megállapításra.

#### **32.3.4.1. A fővállalkozás**

A beruházó a Víziher, a kivitelezési munkák fővállalkozója a Vízügyi Építő Vállalat volt.

A Dunakiliti Duzzasztómű kivitelezési munkái kapcsán a Vízügyi Építő Vállalatnak az alábbiakkal kellett számolni, és azokat messzemenően figyelembe kellett venni:

1. A duzzasztómű és kapcsolódó létesítményei kiemelt beruházásként kezelése indokolt volt, mert a megvalósításhoz feltétlenül szükséges egy olyan követelmény, amely a szállítókat is kötelezi. Időközben azonban a kiemelés generál-szerződéskötési kötelezettségre változott és ez bedolgozóinkat nem kötelezte. Emellett az akkori magyar törvények szerint maximált áron kellett az építési munkák kiviteli költségeit megállapítani, azzal a tehertétellel, hogy az építési munka alapvetően a Duna árterületén valósult meg, tehát a felvonulás kiépítése rendkívül szerteágazó, és költségeket igénylő feladatként terhelte meg a kivitelezést.
2. Azt természetesnek vettük, hogy az építési munkák kiviteli tervdokumentációja fokozatosan készült annak az igénynek kielégítése céljából, hogy a beépítéskor a legkorszerűbbnek ítélt megoldás kerüljön kivitelezésre. A fokozatos tervszolgáltatásnak azonban természetesen költségnövekményei jelentkeztek, áthárításukat azonban a hazai törvények nem tették lehetővé. Alapvető ellentmondás jelentkezett a szerződéseket szabályozó rendeletekben, mert az előírás szerint



csak teljes tervdokumentáció birtokában lehet szerződni, ezt pedig nem teszi lehetővé a fokozatos tervszolgáltatás.

3. Erre az egyedi nagyberuházásra, neheztve azzal, hogy az a Duna mellett létesül, és vizes létesítménynek számít, nagyságrendje a beépítésre kerülő anyagok mennyiségei alapján olyan, amelyhez sem a technika tekintetében, sem egyéb más tekintetben a vállalat nem volt felkészülve. A minőségi betont előállító keverőtelep, a betontechnológiához szükséges betonacél-megmunkáló gépek, a nagytáblás zsaluzati rendszer, a beton modern tömörítő eszközei, a nagy tömegű föld- és kőmunkagépei olyan műszaki fejlesztést igényeltek a vállalattól, amelynek finanszírozási feltételeit nem lehetett biztosítani.

Emlékeztetőül annak bizonyítására, hogy a feladat hazánkban nem mindennapi, alábbi főbb mennyiségek beépítésével kellett számolni:

Földmunka	száraz kotrás	4 800 000 m <sup>3</sup>
	úszó kotrás	1 400 000 m <sup>3</sup>
Kőmunka		460 000 m <sup>3</sup>
Beton- és vasbeton munka		232 000 m <sup>3</sup>
Fúrt cölöpözés		1 800 fm
Résfalépítés		22 000 m <sup>3</sup>
Üzemi úthálózat szerelőtér		25 000 m <sup>2</sup>
Kiszolgáló építmények		4 000 m <sup>3</sup>
Parkosítás		225 000 m <sup>2</sup>
Ideiglenes építmények		160 0 mFt.

4. Csak nagy nehézségek árán volt lehetséges, hogy a duzzasztóműhöz szükséges létszám – fizikai és szellemi – koncentrációja a térségből napi, ezenfelül heti munkásszállítással lehetett megoldani a kivitelezéshez szükséges létszámot és biztosítani annak szakmai színvonalát. Ez természetesen költségeket jelentett, amelyeket azonban a maximált ár miatt áthárítani nem lehetett.

5. Erre a kiemelt nagyberuházásra, amelyet kormányközi megállapodás előzött meg, és amely egy többlépcsős rendszer megvalósítására vonatkozik, a beruházást engedélyező okirat olyan feszített építési átfutási időt állapított meg a külföldi partnerrel egyeztetetten, amelyhez a korszerű anyagok és szerkezetek mellett modern géppark is szükséges volt, amely a modern kor követelményeit kielégíti. Az egyeztetett és megállapított építési ütem:

a duzzasztóműnek	22 hónap
a mederelzárásnak	4 hét
a mederátvágásnak	30 hónap

alatt kellett elkészülni, mert csak így volt biztosítható a rendszeren belül a kapcsolódás, illetve folyamat.

Az előzőekben vázlatosan érintett problémák tanulságaként arra a következtetésre jutottunk, hogy eme nagyberuházás esetében, amelynél a mennyiségi és minőségi



követelmény eltér az átlagostól, a vállalkozási feladatok tekintetében a fővállalkozás alkalmazása célszerű.

A fővállalkozás egyrészt nagyobb beleszólási lehetőséget biztosít a kivitelező vállalatnak a tervezésbe, másrészt a lebonyolítás tekintetében a kivitelezéskor a technikai eszközök biztosítását, a szükséges műszaki fejlesztést jobban segíti. Az sem közömbös, hogy fővállalkozás esetében vállalatunk vállalkozni tudott volna a nagymarosi lépcsőre is, hiszen gépparkunk, technikánk és egyéb tapasztalatunk hasznosulhatott volna a duzzasztómű után épülő nagymarosi lépcsőnél.

Megítélésünk szerint az 1–4. pontokban rögzített problémák nagy része a fővállalkozás alkalmazásával megoldottnak tekinthető. Nagy energiát és főként időt igényel a megvalósítás során a közbeiktatott beruházói szervezettel az együttműködés, mert természetesen érdeellentét volt és van a beruházó és a kivitelező között, amely a fővállalkozásnál nincs.

Fentieken túlmenően még számos problémát lehetne kiemelni, illetve tárgyalni, de megítélésünk szerint jelen tanulmányba a főbb és a beruházás megvalósítását befolyásoló problémakörnek az általunk ismertett számít.

#### 32.3.4.2. A betonkeverő telep

##### a) Előzmények

A duzzasztómű 1978-as indításakor az építkezés betonellátását 1 db EMC 55. é 1 db ELBA 15. típusú keverőegységből álló telep kellett volna hogy biztosítsa. A telephez vizes adalékanyag osztályozó rendszer is tervezve lett. A tervezett betongyár alapozási munkái részben elkészültek.

Az építkezést GB döntése értelmében 1981. év végén leállították. az 1985. évi újraindításakor a munkatér körülzárását az osztrák UNIVERSALE AU kapta meg kivitelezésre. Betonellátásának biztosítására árajánlatokat kért különböző vállalatoktól. A versenyt a győri KÉV nyerte, megszerezte a jogot arra, hogy betonkeverő telepet létesítsen Dunakilitin. Telepített 4 db EMC 55 egységet és egy Honer-t az igénytelenebb betonok előállítására.

A műtárgy építéséhez a beton biztosítására – Oviber döntése értelmében – a KÉV lett kijelölve, ami az előzmények ismeretében kézenfekvőnek mondható. A Vízügyi Építő Vállalat számára ez a döntés hátrányos volt.

##### b) Szervezete, a szerződéses jogviszony

A Győri Közüti Építő Vállalat, miután biztosította magának a dunakiliti betonkiadás jogát, továbbfejlesztette a keverőtelepet: újabb EMC 55. típusú egységet és 3 db 300 t-ás silót telepített.

A keverőegységek üzemelését egy fő művezető irányításával 10 fő kezelő és karbantartó személyzet biztosította. Az üzemelést biztosító létszám mellett még a



minőség ellenőrzését ellátó laborszervezet volt jelen. Ez a létszám kétszeresen értendő az éjszakai műszakok miatt.

A termelő létszámot 2–3 fő adminisztratív létszám egészítette ki (anyagkönyvelés, szállítási adminisztrátor, mérlegelő).

A *betontelevet* a helyszínen *művezető irányította*. Magasabb beosztású műszaki (ép. vez. vagy főép. vez.) csak ellenőrzési jelleggel vagy alkalomszerűen folyt bele az irányításba.

A Vízép és a Győri KÉV között alvállalkozói szerződés volt a betonellátásra. A Hídépítő Vállalat – mint a Vízép alvállalkozója – a Vízépen keresztül kapta a Győri KÉV-től a betont.

### c) A keverőtelep működése

A Győri KÉV a minőségi betonok technológiájának kialakításába nem folyt bele. Az ÉTI, a BME, a Víziterv, az Oviber és a Vízép közösen állította össze a betonok receptúráit és választotta ki a legalkalmasabb cementet és az adalékanyagot.

A 32.3.2. fejezet szerint kiválasztott bélapátfalvai 350 ppc 20 cement a tatabányai reléig vagonban, majd onnan teherautón jutott el a keverőtelepre.

Az adalékanyag – az eredeti koncepció szerint – a munkagödörből kiemelt kavics vizes osztályozásával lett volna biztosítható. Ennek több objektív akadályja volt: a munkagödör körülzárásával és az injektált paplan készítésével a kavics jelentősen elszennyeződött. A vizsgált mintákból egyértelművé vált, hogy az adott kavics frakcióhiányos. Kevés benne a homok és a nagy átmérőjű kavics. Tehát javítóanyag beszállítása elkerülhetetlen lett volna. A határidők szoros volta, továbbá a vizes osztályozó létesítésének jelentős (30–40 milliós) költsége, valamint az összehasonlító számítások alapján egyértelművé vált, hogy az adalékanyagot a hegyeshalmi kavicsbányából érdemes szállítani.

A cementet és az adalékanyag rendelését és beszállítását – az általunk előre leadott időszakos betonigények alapján – Győri KÉV bonyolította.

A betonok előállításához különböző adalékszereket használtunk:

Barra Mix	konzisztenciajavító
Barra Air	légpórusképző
Viscoment	plasztifikátor
Retardol '85	kötésslassító.

Az adalékszereket vállalatunk a KEMIKÁL-tól szerezte be és tárolta. A felhasználási igény szerint szállította ki a keverőtelepre. Az adalékszereket, tekintettel a nagy mennyiségre és fagyveszélyes voltukra, külön erre a célra létesített tárolóban helyeztük el.

### d) A betonkészítés gyakorlata

Az előzetes – általában féléves – betonigényléseket eljuttattuk a KÉV-hez, melyből a cement és kavics beszállítását ütemezhette. A havi bontású igényünket heti beton-



igényekben konkretizáltuk. Ezek a pontosítások tartalmazták a beton minőségét, mennyiségét, a bedolgozás helyét és módját, a műszakok számát és a fuvarszközök (mixer gk.-ik) számát is.

Tekintettel arra, hogy a megfelelő beton kiadásáért a keverőtelep felelt, a kiszállított betonból – általában közösen vállalatunkkal – 50 m<sup>3</sup>-enként próbatestek készültek, illetve ellenőriztük a konzisztenciát. A kiszállított betonokról szállítólevél készült, mely egyben minőségi bizonylat is volt. Ez tartalmazta a beton mennyiségét, minőségét és összetevőit is a receptek szerint.

Ezek a bizonylatok szolgálták alapadatként a két vállalat közötti beton és adalék-szer elszámolásához. Az elszámolás felmérési naplóban igazolt menetokmányok alapján történt.

A bedolgozás helyén – a betonozási fogások nagyságának és a betonok minőségének (fagyálló, vízzáró, kopásálló) függvényében – további vizsgálatokat végeztünk a betontechnológiai utasítás szerint.

A szállítást a keverőtelepről a bedolgozás helyére a Vízép bonyolította saját, illetve bérelt mixerparkkal.

#### **e) Tapasztalatok**

A kezdeti időkben (1986. IV. né.) sok gond és probléma nehezítette a betonozásokat. Egy keverőegység volt, nem volt kész a téliesítés, megoldatlan volt az automatikus vezérlés és vegyszeradagolás. Nehézségek adódtak a cementtel és 1987. év végén az adalékanyaggal is.

Az idő előrehaladtával a fenti problémák fokozatosan megoldódtak. A második keverőegység üzembe helyezésével lényegesen javult a keverőtelep üzembiztonsága. Üzemelésben és karbantartásban a gyakorlat során előrelépett a személyzet. 1988. nyarára szinte zökkenőmentessé vált az együttműködés. Végül a kivitelezési munkák során a betonok minőségével nagyon kevés probléma, kifogás volt, ami a bedolgozott mennyiséget figyelembe véve nem kis eredmény.

### **32.3.4.3. Az anyagok szállítása, tárolása**

#### **a) Adalékanyag**

A keverőtelepnél leírt gondok és problémák rendeződése után az adalékanyagot döntő részében a hegyeshalmi kavicsbányából szállították.

A szállítást a Győri KÉV az ÉPFU-val végeztette és tekintettel arra, hogy a szállítási távolság kicsi volt (kb. 20 km) és más lehetőség (pl. vasút) nem kerülhetett szóba, gépkocsival.

Az adalékanyagot a KÉV keverőtelepén kialakított tárolókban, illetve a keverőegységek csillag depóiban tárolták. Az adalékanyagot minimális mennyiségben hatvani homokkal javították.

#### **b) A cement**

A szerkezeti betonokhoz a béalápátfalvai 350 ppc 20 került felhasználásra. A cementet vasúton szállították a tatabányai, illetve a lábatlani relékbe. Itt a CEMŰ több ezer tonnás tárolási kapacitással rendelkezett.

Az átféjtő relékből a cementet az ÉPFU Dunakilitire gépkocsival szállította a heti, illetve a napi igények szerint, tekintettel arra, hogy a KÉV tároló kapacitása kb. 1000 t volt.

#### **c) A betonacél**

A betonacélt Ózdról Mosonmagyaróvárra vasúton szállították, onnan Dunakilitire gépkocsival. Az anyag a vashajlító műhelybe került megmunkálásra, előszerelésre. A műhely és tárolótere daruzottak voltak.

A félkész, illetve készre szerelt vasszerelést innen a műtárgy megfelelő beépítési helyére szállították, ahol a telepített toronydaruk azokat végleges helyükre emelték. A betonacélokat közvetlenül a munkagödörben (alaplemezen, utófenéken) állítottuk össze és tároltuk.

#### **d) Adalékszerek**

A KEMIKÁL által forgalmazott adalékszereket gépkocsi szállította a munkahelyre 60, illetve 100 literes műanyag ballonokban. Tárolásukat egy külön erre a célra létesített raktárban oldottuk meg. Innen a napi betonokhoz szükséges mennyiséget a keverőtelepre szállítottuk. A nagyobb ballonokat targoncával, a kicsiket kézi erővel mozgathattuk.

#### **e) Előre gyártott vasbeton lemezek**

Járuelkos beruházásként végeztünk magasépítési munkát is, általában előre gyártott vasbeton szerkezetekből. A BVM-termékek különböző gyárakból (Budapest, Komló, Zsolca) vasúton érkeztek a mosonmagyaróvári iparvágányra, ahonnan gépkocsival szállítottuk az építés helyszínére.

#### **f) Vízépítési terméskő**

A kőszállítások jelentették Dunakilitiben a legnagyobb mennyiséget (Dunabogdány, Süttő, Kisgöbbső). A legjelentősebb mennyiséget Dunabogdányból szállítottuk – kézenfekvően – vízen. A kirakodás az ideiglenes kikötőben volt megoldható a Mahart úszódaruival, majd onnan gépkocsival került a beépítési vagy depónia helyére. A többi közúton szállítottuk.



#### a) Általában a zsaluzatról

A műszaki tervekben és előírásokban megfogalmazott vasbeton szerkezetek megépítéséhez különböző zsaluzatokat, illetve zsalurendszereket alkalmaztak. Ezek

- PERI nagytáblás kúszózsaluzat,
- VÍZÉP rendszerű kistáblás fémezsaluzat,
- Speciális zsaluzatok a munkahézagoknál,
- PAKET beépülő vasbeton kéregzsaluzat,
- Hagyományos fazsaluzatok.

Az egyes zsaluzattípusok alkalmazására a megrendelő Oviber, a tervező Víziterv és a generálkivitelező Vízép előzetesen egyeztetett döntése alapján került sor.

Általánosságban:

- a pillérek és kamrafalak külső felületei a *látszó beton* igényeit is kielégítő PERI zsaluzattal,
- a belső terek, üregek, valamint a ferde, íves és torz felületek zsaluzataként és ellenzsaluzataként a Vízép fémtáblás rendszerrel,
- a munkahézagok, zsugorodási hézagok speciális zsaluzatokkal,
- az elvesző zsaluzatok hagyományos módon készültek.

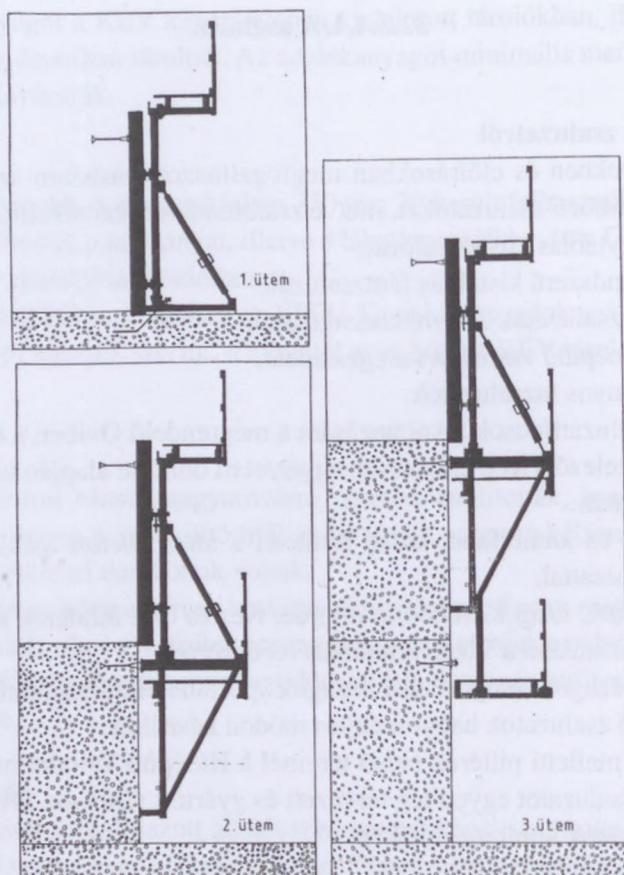
A hajózsilip melletti pillérek belső tereinél a Hídépítő Vállalat használt beépülő vasbeton kéregzsaluzatot egyedileg tervezett és gyártott vasbeton PAKET és hagyományos fazsaluzatok kombinációjaként.

#### b) PERI zsaluzati rendszer (32.43. ábra)

1. ütem, indító szint
2. ütem, közbenső szint
3. ütem, általános betonozási szint

A zsaluzati rendszerrel a kivitelezés során szerzett tapasztalatok:

- A zsaluzati rendszer maradéktalanul kielégítette a vele szemben támasztott elvárásokat.
- A méretpontosság  $\pm 1$  cm-en belül volt tartható a kiépített geodéziai mérésrendszer segítségével.
- A zsaluzat (mozgatás) kizárólag gépi úton, toronydaruk igénybevételével.
- A zsaluzati rendszer alkalmazásának előfeltétel a konkrét feladatra kidolgozott részletes kiviteli zsaluzatterv.
- A zsaluzat előszereléséhez és az egyedi, íves, illetve tört felületek kiegészítő zsaluzatának gyártásához gépi eszközökkel felszerelt ácsleplei műhelyháttér szükséges.



32.43. ábra PERI zsaluzat

- A zsaluzatáthelyezés műveletsorában a horgonygyűrűre ráakasztás a magyar gyakorlatban nem szokásos módon az emelt szerkezeten álló dolgozókkal van elképzelve. Ennek kiküszöbölése csak körülményes módon volt megoldható.
- A friss beton oldalnyomása okozta mozgások, a betonozás közben korrigálhatók, illetve a várt mértékben betervezhetőek. A betonozás időtartama alatt *zsaluőrök* beállítása szükséges (2 fő), akik a korrekciót elvégzik.
- A beton betöltését a konzisztencia, a hőmérsékleti hatások, a cementtartalom és -minőség, a bedolgozás vibrációs hatásának, a vasalás sűrűségének stb. függvényében kell meghatározni. Erre a PERI kézikönyv jól használható értéket ad.
- A horgonyok elhelyezése az előzetesen vártnál kevesebb gondot okozott.
- A betanulás gyors volt, a szakmunkáslétszám csökkenthetővé vált.
- A zsaluzat beszerzési, karbantartási és egyéb költségei az állványzatok elhagyhatóságán megtérültek.



### *A zsalu héjazatának károsodását előidéző okok*

- Furatok a horgonyok számára.
- A hazai sablonleválasztó olajok használata (a PERI CLEAN zsaluolaj használata kívánatos az ár ellenére).
- Az erős szélben történő daruzások okozta ütésből származó sérülések.
- Az indítószintnél a csúsztató lécz (a tábla aljára szegezett lécz) elhagyása.
- A horgonyok helyén a betonacélok elvágásánál a védőlemez elhagyása.

A héjazat a fenti károsító hatások ellenére is átlag 15–20-szor használható volt.

A rácsos fatartók és fémszerkezetek a héjazat beépíthetőségének többszörösét is elérhetik.

A PERI zsaluzat alkalmazása az építkezéshez helyes döntés volt. Jelentős mértékben hozzájárult a határidő betartásához, a betonfelületek minőségét döntően befolyásolta, biztonságos és jól áttekinthető munkaterületek voltak kialakíthatók.

### **c) VÍZÉP zsaluzati rendszer**

A rendszer a NOE (IS-NOE) fémtáblás zsaluzat kis tábláit alkalmazza speciális fémszerkezetű főtartók között rögzítve. A járatos táblaméretek: 50×100 cm, 25×100 cm, 50×50 cm. A főtartók hidegen hajlított zártszelvényekből és takarólemezekből vannak összeállítva. A táblákat a főtartó furataiba illesztett acéltüskékhez faékek rögzítik. Ez az egyszerű ékelési művelet teszi lehetővé, hogy a táblák a betonozás ütemének megfelelően azt közvetlen megelőzően nyerjenek folyamatosan elhelyezést.

#### *Alkalmazás*

- Elő- és utófenék függőleges felületei.
- Alaplemez injektáló alagút belső zsaluzata, szegmensküszöb és ferde felületek ellenzsaluzata.
- Pillérek valamennyi belső tér, akna, üreg oldal- és földémszaluzata.
- Támfalak íves zsaluzata.

#### *Kiviteli tapasztalatok*

- A zsaluzat előnyösen volt alkalmazható a legkülönbözőbb geometriák követésére.
- Külön előnyként kell kiemelni a hozzáférhetőséget, amit a főtartók beállítása utáni helyzet teremtett. A fémtáblák elhelyezéséig ugyanis a betonacél-szerelés a főtartók között – azok geometriailag beállított helyzete mellett – mindkét oldalról hozzáférhető és ellenőrizhető.
- A beton bedolgozása előnyös helyzetből volt biztosítható és ellenőrizhető.
- A zsaluzatszerelés gyors, szakmunkásigénye kicsi volt, a szerelés gyorsan betanítható műveletsorból állt.
- A fellépő betonnyomásokat a „PERI” zsaluzatnak megfelelő betonozási ütem mellett is kifogástalanul viselte.



- Kézi szerelést és mozgatást tett lehetővé, ami a belső tereknél nélkülözhetetlen volt.
- A zsaluzat költségráfordítása kicsi volt.
- A kiviteli alkalmazáshoz műhelytervek és szerelési tervek készültek.

Az alkalmazási területek köréből két területet a kedvező kiviteli tapasztalatok miatt külön kiemeltünk:

### *1. Az alaplemez-szegmensküszöb és ferde betonfelületei ellenzsaluzata.*

A duzzasztómű funkcióiból adódóan az alaplemez keresztmetszete tört vonalvezetésű a felvízi és az alvízi oldal szintkülönbségének megfelelően. A duzzasztást biztosító szegmenstábla alatt az alaplemezből kiemelkedő, a vízszintes és ferde felületekhez ívesen csatlakozó szegmensküszöb és ferde betonfelület kialakításához ellenzsaluzatok alkalmazására volt szükség. Ezek a felületeken a betonminőséggel szembeni igények fokozottan jelentkeztek. Ez a kopásálló 50 cm-es réteg az alaplemez tömegbetonozásával együtt készült, melynek bedolgozhatósága a Vízép zsaluzattal volt elérhető.

A főtartókat az alaplemez alsóbb betonrétegébe befogott betonacélvázhoz hegesztett horgonyokkal szerelték. A szegmensküszöbhez a főtartók íves kialakítása a tervezett geometriát 25 m-es poligonnal követve biztosította.

Az 50 cm és 25 cm széles táblák betonozással egy időbeni szerelése a réteges bedolgozást, a tömörítést és ellenőrzést ideális körülmények között tette lehetővé.

### *2. A pillérek belső aknáinak zsaluzása csoportosan emelt főtartókkal*

Az injektáló alagút leadó aknáit, a vízszintészlelő aknák, takaréküregek és azok a belső üregek, melyek több betonozási rétegen keresztül azonos keresztmetszettel létesültek a pillérek belsejében, csoportosan emelt főtartók alkalmazásával készülték.

Az akna geometriájának megfelelő merev acélkerethez csuklósan felfüggesztett ~ 6,00 m-es főtartók a keretnél fogva csoportosan voltak emelhetők. Ezzel a szerelés rendkívüli módon leegyszerűsödött, a beállítás és méretpontosság kényszerpályára került.

A VÍZÉP zsaluzat alkalmazása időelőnyhöz juttatta a kivitelezést és a külső felületeken alkalmazott „PERI” zsaluzattal együtt az építés korszerű segédszerkezete volt.

### **d) „Speciális zsaluzatok” a munkahézagoknál**

Az alaplemez és a pillérek betontömegei a zsugorodás és hőmérsékleti hatások miatt munkahézagokkal betonozási blokkokra voltak felosztva. A betonozási blokkok munkahézagain a betonacél-szerelések keresztülhaladtak. A függőleges munkahézagok képzésére speciális zsaluzat segítette a kivitelezést.

Ez a zsaluzat az átmenő betonacélokra oldható bilincsel rögzített, általában betonacél tartóra támaszkodó, horganyzott D.V. hullámlemez volt. A betonacél szá-



lak átvezetésénél fésűs lemezek egészítették ki a rendszert. A hullámlemez a csatlakozó felületek jó együttműködését biztosította a vízzárás fokozása mellett. Az alkalmazás pozitív tapasztalatokat hozott.

#### e) Hagyományos zsaluzatok

Alkalmazásukra kizárólag a másodlagos betonok hornyainak kihagyásánál került sor. Létjogosultságukat az indokolta, hogy ezek a zsaluzatok telepi előregyártásban készülhettek, ezáltal a kialakítás időszükséglete a főmunkát nem befolyásolta. Továbbá a betonacél-átvezetések sűrűsége egyszerű zsaluzatot igényelt, melyet leggazdaságosabban hagyományos faanyagból lehetett kialakítani.

#### f) A zsaluzás kiviteli tapasztalatainak az összefoglalása

- A többféle rendszer alkalmazása előnyös és költségkímélő.
- Hagyományos zsaluzat alkalmazása kerülendő.
- A zsaluzatoknak összhangban kell lenni a betonacél-szerelés és a betonozások ütemével, de nem rendelhetőek azok alá.
- A tervezés stádiumában a zsaluzati rendszer (rendszerek) ismerete nagymértékben elősegítheti a kivitelezési munka egyszerűsítését.
- A zsaluzatokat az alkalmazni kívánt technológia ismeretében meg kell tervezni. Célszerűen ezt a tervezési feladatot a kivitelező vállalatnál kell biztosítani, mint a felszereltség legjobb ismerőjénél.
- A zsaluzatok beállításához korrekt geodéziai rendszer megléte szükséges.

### 32.3.4.5. A beton szállítása

A Dunakiliti Duzzasztómű építéséhez mintegy 230 000 m<sup>3</sup> különböző rendeltetésű és minőségű beton került beépítésre. A szerkezeti betonok ebből 160 000 m<sup>3</sup>-t képviseltek. A betongyár és a bedolgozás között a szállítási útvonalakat figyelembe véve a távolság 1 km volt.

A minden kérdésre kiterjedő elemző vizsgálatok eredményeként a betont következőképpen szállították:

#### A) Betonszállító mixer gépkocsi:

- közvetlenül ürítés a bedolgozási helyre,
- ürítés betonozó csúszdára,
- ürítés betonozó csőbe.

#### B) Betonszállító mixer gépkocsi a betonozó hídról:

- közvetlen ürítés a bedolgozási helyre,
- ürítés betonozó csúszdára.

#### C) Betonszállító mixer gépkocsi:

- 1,0–1,2 m<sup>3</sup> konténer toronydarú (ált. autódarú),

- közvetlen ürités,
- ürités betonozó csúszdára.

#### D) Betonszállító mixer gépkocsi:

- betonszivattyú.

Az alaplemezhez mint a legnagyobb tömeget képviselő szerkezetekhez a beszállítás betonozó hídról történt (B szállítási mód szerint). A betonozó hidak a műtárgy hossz tengelyével párhuzamosan csúsztathatók voltak, a mixer gépkocsi az elő-, illetve utófenékről jártak fel. Az alaplemez valamennyi sávja a hidakról közvetlen üritéssel vagy betonozó csúszdára történő üritéssel elérhető volt.

A toronydaruk az elő-, illetve utófenék betonjára lecsavarozott sínpályán mozogtak, valamint a jobb és bal parton telepített darupályákon. Lényeges volt, hogy az alaplemez nagy tömegű betonozása a toronydarukat nem kötötte le, így azok elsődlegesen a betonacél-szerelést szolgálhatták ki.

A pillérek építésénél a pillérek alsó, tömör részét „C” szállítási mód szerint, míg a pillérek felső, üreges szerkezetét betonszivattyús beszállítással építették.

A szállítási mód előre meghatározott volt a betontechnológiai utasítással összhangban.

#### *Kiviteli tapasztalatok*

- A betonszállító mixer gépkocsik használata előnyös, mert kiküszöbölte a szállítás közbeni osztályozódást és tömörödést. A téli betonozásoknál védelmet nyújtott a friss beton lehűlése ellen. Meleg időszakban védte a betont a kiszáradástól.
- A  $d_{\max} = 63$  mm adalékanyaggal készített, kissé képlékeny betonkeverékek a szállítókokcsikra fokozott terhelést jelentettek, a meghibásodás és kopás hamarabb jelentkezett.
- a szállító útvonalak burkolata és azok karbantartása szükséges volt a járművek és a biztonság közlekedés érdekében.
- A megfelelő szemmegoszlással, cement- és víztartalommal készített, adalék-szeres betonok szállítás közben és a betonozó csúszdákon sem osztályozódtak szét.
- A szivattyúval beszállított  $d_{\max} = 32$  mm szemszerkezetű betonok viselkedése lényegében nem különbözött a konténeres szállítás földnedvesebb konzisztenciájú betonjaitól.
- A konténeres beszállítás fokozottan balesetveszélyes.
- A kötéslassító adalékszer alkalmazása csak az alaplemez betontömegeinél indokolt, a pillérek betonozásánál a zsaluzatnyomások növekedése miatt a kötéslassítás csak abban az esetben szükséges, ha egy-egy blokk betonozási üteme 8 óránál tovább tart.



#### 32.3.4.6. A beton bedolgozása

A betont kizárólag nagyfrekvenciás WACKER vibrátorral ( $\varnothing 60$ –110 mm rúdátmérő) dolgozták be. A bedolgozás a beton 50–70 cm-es terítési rétegvastagságával tökéletes volt. A kiszaluzott felületeken tömörítetlenségre utaló kavicsfészkek sehol nem jelentkeztek.

A rázófejek az állandó használat következtében meghibásodtak, illetve tönkrementek. Ez a vártnál jelentősebb költségkihatással járt.

A bedolgozás érdekében a képlékenyítő adalékszerek alkalmazása elengedhetetlen volt.

A vibrátorok kezelését állandó személyzetre kell bízni, akik egyben a betonozás ütemét is befolyásolják.

A vibrátorokat úgy, és annyit kell előkészíteni, hogy a betonozási blokk minden pontja a berendezések áthelyezése nélkül elérhető legyen.

#### 32.3.4.7. A beton hőmérsékletének szabályozása, utókezelés

A nagy tömegű betonblokkok felületén jelentkező repedések jelentős része a beton megfelelő takarásával és utókezelésével kivédhető.

A blokk belsejében kialakuló hőmérséklet az alkalmazott cementféleségtől, a friss beton kezdeti hőmérsékletétől, időjárástól stb. függően alig befolyásolható.

A felületek lehűlése és az ezzel járó hőmérséklet-különbségek okozzák a repedések jelentős részét. Ez ellen jól lehet védekezni. A vízszintes és a kiszaluzott függőleges felületeket *dunszt* falazással *TERFIL és fólia együttes alkalmazásával* kell védeni. A kettős (esetleg többrétegű) takarás biztosítja a nedvesen tartást és a lehűlés és túlzott felmelegedés ellen is védelmet nyújt. Gőzölés során téli munkavégzéskor megakadályozza, hogy a bevezetett gőz közvetlen érje a betonfelületet és károsítsa azt.

A védelmet – a bedolgozástól, illetve kiszaluzástól számítva – minél korábban el kell kezdeni és legalább 2–3 napig biztosítani. Ez az az időszak, amikor a még nem szilárd beton a hőmérséklet-különbségeket a legnehezebben viseli el és a felületi betonacél háló mélységig repedések jelentkezhetnek.

További tudományos elemzésre javasolható a zsugorodásból és a hőmérsékleti hatásokból származó károsodások szétválasztása a helyes, költségkímélő védelem alkalmazása érdekében.



## 32.3.5. A minőség ellenőrzése

### 32.3.5.1. Bevezetés

A betonkeveréket a győri KÉV állította elő, a felhasználó a Vízép és a Hídépítő Vállalat volt. A győri KÉV helyszínre telepített keverőtelepe tehát transzportbetonüzemnek minősült. A keverőtelepen előállított betonkeveréket a saját szállító járműveikkel szállították el, s így a keverőtelep felelőssége a betonkeverékek szemben a keverőtelep kapujában megszűnt. Ebből adódóan a minőség-ellenőrzést mindegyik szervezet a saját laboratóriumában végezte. Esetleg célszerűbb – és egyben gazdaságosabb – lett volna egy független központi laboratórium felállítása, mert ezzel jelentős mennyiségű párhuzamos vizsgálatot lehetett volna megtakarítani.

A beton tervezett minőségét és a minőség egyenletességét elsősorban a gyártás-közi ellenőrzéssel és kisebb mértékben a végtermék-minősítéssel tervezték vizsgálni. A fő hangsúlyt a gyártás-közi ellenőrzésre kívánták helyezni, ugyanis ez az ellenőrzési módszer – az alkotóanyagok, a betonkeverék és a friss beton legfontosabb tulajdonságainak ismeretében – lehetőséget ad a gyors beavatkozásra (pl. a nem megfelelő minőségű adalékanyag átvételének megtagadása). Ezzel szemben az OVIBER a végtermék-minősítésre helyezte a fő hangsúlyt. A nagy mennyiségű próbatest jelentős megterhelést jelentett mind a betonkeveréket előállító és bedolgozó, mind a betont vizsgáló szervezetekre. A próbatestek nagy száma meghaladta a rendelkezésre álló vizsgálókapacitást, s ez a vizsgálati határidők csúszásához vezetett.

A minőség-ellenőrzés rendszerét minőség-ellenőrzési utasításban rögzítettük. A Minőségellenőrzési Utasítás az Építéstudományi Intézet (ÉTI) Beton és Vasbetonszerkezetek Tudományos Tagozatán készült.

### 32.3.5.2. A minőség-ellenőrzési utasítás

Az utasítás előírásai az előzetes, a gyártás-közi és a végtermék vizsgálatára tagozódtak. Külön fejezetek foglalkoztak a szilárdulási folyamat, valamint a beépített, megszilárdult betonból kimunkált próbatestek vizsgálatával kapcsolatos előírásokkal. Intézkedett az utasítás a vizsgálati eredmények rögzítésével, az eredmények értékelésével és minősítésével kapcsolatban, valamint előírásokat tartalmazott a minőség-ellenőrzés személyi és tárgyi feltételeiről.

Az *előzetes vizsgálatok* során a betonok összetételének meghatározása céljából végzett előkísérleteket az ÉTI végezte. Az előkísérletek során meghatározott recepteket helyszíni próbakeveréssel ellenőrizték.

A *gyártás-közi ellenőrző vizsgálat* a gyártási folyamat, a beton alkotóanyagai, valamint a betonkeverék és a friss beton ellenőrzésére terjedt ki. A *gyártási folyamat* ellenőrzésével kapcsolatos előírások, a mérő- és adagolóberendezések, valamint a



keverés egyenletességének és a keverési időnek a vizsgálatát írták elő a szokásos gyakorisággal. Az *alkotóanyagok ellenőrzésére* vonatkozó előírások a *cement* vizsgálatát a felhasználás első három hónapjában hetente egyszer, majd a további felhasználás során, minden megkezdett 3000 tonnánként az MSZ 523 szerinti teljes fizikai vizsgálat elvégzésével írták elő. A vizsgálatot az Építésügyi Minőségellenőrző Intézet (ÉMI) lett megbízva. Ezen kívül szállítmányonként szemrevételezéssel vizsgálni kellett a szállítási és tárolási előírások betartását. (A minőség tanúsítását, a tartálykocsik tisztaságát stb.), valamint az esetleges csomósodást. A 3000 tonnánként esedékes vizsgálaton kívül a cementet csak akkor kellett vizsgálni, ha a szállítmányonként végzett szemrevételezés rendellenességet fedett fel. Ilyen esetben először az MSZ 4713/2 2. pontja szerinti munkahelyi vizsgálatot, ennek negatív eredménye esetén a teljes fizikai vizsgálatot kellett elvégezni.

Az *adalékanyagot* mint vásárolt terméket, és mint a betonkészítéshez felhasznált alkotóanyagot kellett vizsgálni. A keverőtelepre érkező adalékanyag minőségét szállítmányonként szemrevételezéssel kellett ellenőrizni. A vizsgált jellemzők: a becsült legnagyobb és legkisebb szemnagyság, a szemmegoszlás egyenletessége és a szennyezettség. Természetes szemmegoszlású termék (pl. a tejfaluszigeti homokos kavics) érkezésekor a szemrevételezést az agyag-iszaptartalom tájékoztató térfogatos üleptítő vizsgálatával kellett kiegészíteni. Ha az érkező adalékanyag minőségével kapcsolatban kétségek merültek fel, akkor vizsgálni kellett az agyag-iszaptartalmat az MSZ 18288/2 7. pontja szerint, az agyagrögök és a kézzel szétmorzsolható szemcsék mennyiségét és a szemmegoszlást az MSZ 18288/1 3. pontja alapján.

A *betonkészítésre felhasználásra kerülő adalékanyag* esetében a nedvességtartalmat és a szemmegoszlást kellett megvizsgálni. A *nedvességtartalmat* műszakonként és keverőegységenként legalább kétszer, a műszak megkezdése előtt 1/2 órával és a műszak harmadik órájában, de minden eső után vizsgálni kellett. A *szemmegoszlást* keverőegységenként legalább minden megkezdett 1500 tonnánként, de minden olyan esetben, ha az adalékanyag szemmegoszlása szemmel láthatóan megváltozott, vizsgálni kellett. Beavatkozni akkor kellett, ha a szemmegoszlás MSZ 4713/3 szerinti finomsági modulusa  $\pm 0,3$ -tizeddel nagyobb mértékben tért el a tervezettől.

A *keverővíz* minőségét az üzemszerű betonkészítés megkezdése előtt, a továbbiakban havonta legalább egyszer, de minden olyan esetben, ha a víz minőségével kapcsolatos kétségek merültek fel, szakintézettel kellett megvizsgáltatni. Az ellenőrzés a szak, a szín, a pH-érték és egyéb elváltozás vizsgálatára terjedt ki.

A felhasználni tervezett *adalékszerek* hatásvizsgálatát az előzetes vizsgálatok során az ÉTI végezte. A folyamatos beton-előállítás során az adalékszereket szállítmányonként szemrevételezéssel kellett ellenőrizni. az ellenőrzés a minőségtanúsítás meglétére, a szállítás és a tárolás körülményeire, a szín, a szag, a sűrűség és a pH-érték és egyéb rendellenességek (pl. üledék) vizsgálatára terjedt ki. Ha az adalékszer felhasználása során rendellenességek mutatkoztak, akkor szakintézethez kellett for-



dulni. (Ilyen rendellenesség volt a Retardol '85 kötőanyag-adalékszert tartalmazó hordók alján keletkezett üledék).

A betonkeverék és a friss beton ellenőrzése a konzisztencia, a levegőtartalom és a betonösszetétel vizsgálatából állt. A betonkeverék konzisztenciáját a terület mértékével mind a keverőtelepen, mind a bedolgozás helyén vizsgálni kellett. A vizsgálat-hoz használt betonkeverékből a 48 mm-nél nagyobb adalékanyag-szemcséket a rájuk tapadó habarccsal együtt el kellett távolítani. A konzisztenciát keverőegységenként, betonfajtánként (32.43. táblázat) műszakkezdéskor (az első mixerkocsiból vett mintán), a másodikat a műszak negyedik órájában kellett elvégezni. A vizsgálat során fel kellett jegyezni, illetve mérni kellett a betonkeverék hőmérsékletét, a friss beton testsűrűségét, valamint a keveréstől és a mintavételtől eltelt időt.

A beton összetételét csak a keverőtelepen kellett ellenőrizni. A friss beton víztartalmát keverőegységenként és betonfajtánként legalább 1000 m<sup>3</sup>-enként a nyomószilárdsági és a testsűrűség vizsgálatával párhuzamosan, az MSZ 4714/2 2. pontja szerint kellett ellenőrizni. Frissbeton-analízist (cementtartalom, adalékanyag-tartalom, víz-cement tényező, szemmegoszlás) keverőegységenként és betonfajtánként legalább 5000 m<sup>3</sup>-enként az MSZ 4714/2 3. pontja szerint kellett ellenőrizni.

A műtárgyhoz felhasznált betonkeverékből készített próbatesteken végzett ellenőrzés a következő betontulajdonságok vizsgálatára terjedt ki:

- nyomószilárdság,
- testsűrűség (készítési és vizsgálatkori),
- vízzáróság,
- fagyállóság,
- kopásállóság és
- távolsági tényező.

Az egyes betontulajdonságokat a következő betonfajták esetében kellett ellenőrizni:

- |                                    |   |
|------------------------------------|---|
| - nyomószilárdság és testsűrűség   | minden betonfajta esetében  |
| - vízzáróság                       | az elő- és utófenék felső rétege, az alaplemez, a pillér és a másodlagos betonok esetében                                 |
| - fagyállóság és távolsági tényező | az elő- és utófenék, valamint az alaplemez felső rétege, a pillér, a másodlagos betonok és rézsűburkolat betonja esetében |
| - kopásállóság                     | az elő- és utófenék, valamint az alaplemez felső rétege esetében.   |

A betontulajdonságok ellenőrzésére a következő méretű próbatesteket kellett készíteni és ellenőrizni:

- |                                  |                             |          |
|----------------------------------|-----------------------------|----------|
| - nyomószilárdság és testsűrűség | $d_{\max} = 63$ mm esetében | 30×30×30 |
|                                  | $d_{\max} = 16$ mm esetében | 20×20×20 |



32.43. táblázat. Tényleges betonösszetételek

Megnevezés	Dimenzió	Tényleges betonösszetétel a											
		3	4	4/a	8	9	11	11/a	12	13	14	15	16
350 ppc 20		254	300	340	280	345	410	375	150	275	345	360	340
Frakcionált homokos kavics $d_{max}=63$ mm		2003	1880	-	1988	1847	-	-	*** 1711	-	1847	-	-
Frakcionált homokos kavics $d_{max}=mm$	$kg/m^3$	-	-	-	-	-	1704	1733	-	-	-	-	-
Természetes szemmegoszlású javított homokos kavics $d_{max}=32$ mm		-	-	1818*	-	-	-	-	-	1972	-	1786*	1919*
Készítési víz		165	162	172	130	162	195	180	60	167	162	180	166
Barra Mix	%	1	1,5	1,5	-	1,5	1,5	1,5	-	1	1,5	1,5	2,5**
Barra Air		-	0,2	0,24	0,15	0,15	0,2	0,2	-	2,5	0,15	0,24	-
A beton szilárdsági jele, C	-	12	12	12	20	20	20	20	-	12	20	20	20
Víz-cement tényező	-	0,67	0,54	0,51	0,47	0,47	0,48	0,48	0,40	0,61	0,47	0,50	0,49
A friss beton testsűrűsége	$kg/m^3$	2413	2346	2330	2398	2354	2309	2328	1911	2414	2354	2326	2425
A konzisztencia jele	-	KK	KK	K	FN	KK	K	KK	-	KK	KK	K	KK

\* frakcionált homokos kavics,  $d_{max}=32$  mm

\*\* Viscoment V.

\*\*\* 16/24 mm 732  $kg/m^3$  és 24/63 mm 969  $kg/m^3$

- fagyállóság és távolsági tényező 20×20×20 cm
- kopásállóság 40×40×10 cm

A betontulajdonságokat a következő módon kellett ellenőrizni:

A nyomószilárdság ellenőrzésére (MSZ 4715/4) betonozási egységenként (32.44. táblázat) kellett 3 db 20 cm élhosszúságú próbatestet készíteni. Kezdetben a minta mennyiségét úgy kellett megválasztani, hogy ebből 3 db 30 cm élhosszúságú próbatest is készíthető legyen. A 30 cm élhosszúságú próbatestek készítését addig kellett folytatni, amíg legalább tizenöt vizsgálati eredmény nem állt rendelkezésre. Ennek alapján kellett meghatározni a *nyomószilárdság átszámítási tényezőjét*. A törési kor általában 28 nap volt, de minden ötödik mintavétel esetében 91 nap.

A *testsűrűséget* a nyomószilárdsági vizsgálatra készült próbatesteken kellett készítéskor és töréskor ellenőrizni (MSZ 4715/2 1. pont).

A *vízáróság* ellenőrzése (MSZ 4715/3 3. pont) betonozási egységenként egy alkalommal, egymást követő három mixerkocsiból vett mintából kellett mintánként egy-egy 30×30×15 cm, illetve 20×20×12 cm élhosszúságú próbatestet készíteni.

A *fagyállóság* ellenőrzéséhez (MSZ 4715/3 4. pont) betonozási egységenként egy alkalommal, egymást követő két mixerkocsiból vett mintából kellett mintánként két-két 20×20×20 cm élhosszúságú próbatestet készíteni.

**32.44. táblázat.** Betonozási egységek

Sor-szám	A betonozási egységek megnevezése
1.	Előfénék egy ütemben betonozott szakasza a 0,5 m vastag felső réteg nélkül
2.	Utófénék egy ütemben betonozott szakasza a 0,5 m vastag felső réteg nélkül
3.	Előfénék egy ütemben betonozott, 0,5 m vastag felső rétege
4.	Utófénék egy ütemben betonozott, 0,5 m vastag felső rétege
5.	Alaplemez, mezősáv, alsó fogás
6.	Alaplemez, pillérsáv, alsó fogás
7.	Alaplemez hajózsilipsáv alsó fogás
8.	Alaplemez, mezősáv, felső fogás, a 0,5 m vastag felső réteg nélkül
9.	Alaplemez, pillérsáv, felső fogás, a 0,5 m vastag felső réteg nélkül
10.	Alaplemez, hajózsilipsáv alsó fogás
11.	Alaplemez, mezősáv felső, 0,5 m vastag rétege
12.	Alaplemez, pillérsáv felső, 0,5 m vastag rétege
13.	Alaplemez, hajózsilipsáv felső, 0,5 m vastag rétege
14.	Pillér egy ütemben betonozott szakasza
15.	Hajózsilip kamrafal egy ütemben betonozott szakasza
16.	Másodlagos beton (fülke) beépítési helyenként
17.	Rézszűburkolat egy ütemben betonozott szakasza



A kopásállóság ellenőrzéséhez (Egységes Tervezési Irányelvek III-6. 2.13. pont) betonozási egységenként egy alkalommal, egymást követő három mixerkocsiból vett mintából kellett mintánként egy-egy 40×40×10 cm élhosszúságú próbatestet készíteni.

A távolsági tényező ellenőrzésére betonozási egységenként egy alkalommal vett mintából kellett egy-egy 20×20×20 cm élhosszúságú próbatestet készíteni.

A mintát a bedolgozás helyén, közvetlenül a betonkeverék bedolgozása előtt kellett venni. Ezalól kivétel volt a nyomószilárdság és a testsűrűség vizsgálata, amelyhez a mintát a bedolgozás helyén kívül a keverőtelepen is venni kellett.

A betontulajdonságok vizsgálatára szolgáló próbatesteket szabványosan kellett készíteni és tárolni (MSZ 4715/4). A tömörítéshez laboratóriumi vibroasztalt kellett használni.

A nyomószilárdság és a testsűrűség vizsgálata bármely erre feljogosított laboratóriumban elvégezhető volt. A vízzáróságot és a fagyállóságot az ÉTI, a kopásállóságot és a távolsági tényezőt a BME Építőanyagok Tanszéke vizsgálta. A vizsgálatok kora:

- nyomószilárdság 28, illetve 91 nap,
- testsűrűség készítéskor és 28, illetve 91 nap
- vízzáróság, fagyállóság és kopásállóság 91 nap
- távolsági tényező 28 nap.

A vizsgálati eredményeket akkor tekintették megfelelőnek, ha a szabványos vizsgálattal megállapított értékek kielégítették az előírt követelményeket. A nyomószilárdsági eredmények értékeléséhez a 32.44. ábra szerinti sémát kellett használni. Az ábrára a próbatest méretéhez tartozó minősítési szilárdságot kellett felrajzolni (32.45. táblázat). A beton nyomószilárdsága akkor felelt meg, ha az azonos fajtájú és szilárdságú betonkeverékből vett, egymást követő mintákból készült próbatestek nyomószilárdsága kielégítette a következő feltételeket:

1. mintából vett próbatest	$R_1 \geq 1,33 \cdot R_{k, \text{nom}}$
2. mintából vett próbatest	$R_2 \geq 1,33 \cdot R_{k, \text{nom}}$
3. mintából vett próbatest	$R_3 \geq 1,33 \cdot R_{k, \text{nom}}$
4. mintából vett próbatest	$R_4 \geq 1,30 \cdot R_{k, \text{nom}}$
5. mintából vett próbatest	$R_5 \geq 1,24 \cdot R_{k, \text{nom}}$
6. mintából vett próbatest	$R_6 \geq 1,19 \cdot R_{k, \text{nom}}$
7. mintából vett próbatest	$R_7 \geq 1,15 \cdot R_{k, \text{nom}}$
8. mintából vett próbatest	$R_8 \geq 1,11 \cdot R_{k, \text{nom}}$
9. mintából vett próbatest	$R_9 \geq 1,08 \cdot R_{k, \text{nom}}$
10. mintából vett próbatest	$R_{10} \geq 1,06 \cdot R_{k, \text{nom}}$
11. mintából vett próbatest	$R_{11} \geq 1,04 \cdot R_{k, \text{nom}}$
12. mintából vett próbatest	$R_{12} \geq 1,02 \cdot R_{k, \text{nom}}$
13. mintából vett próbatest	$R_{13} \geq 1,01 \cdot R_{k, \text{nom}}$
14. és az ezt követő mintákból vett próbatest esetében	$R_{14} \geq 1,00 \cdot R_{k, \text{nom}}$

Jelölések értelmezése:

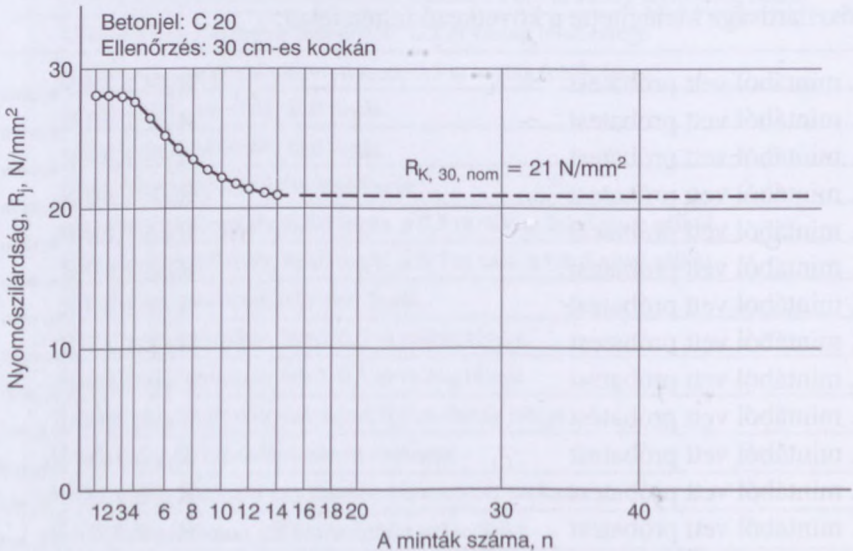
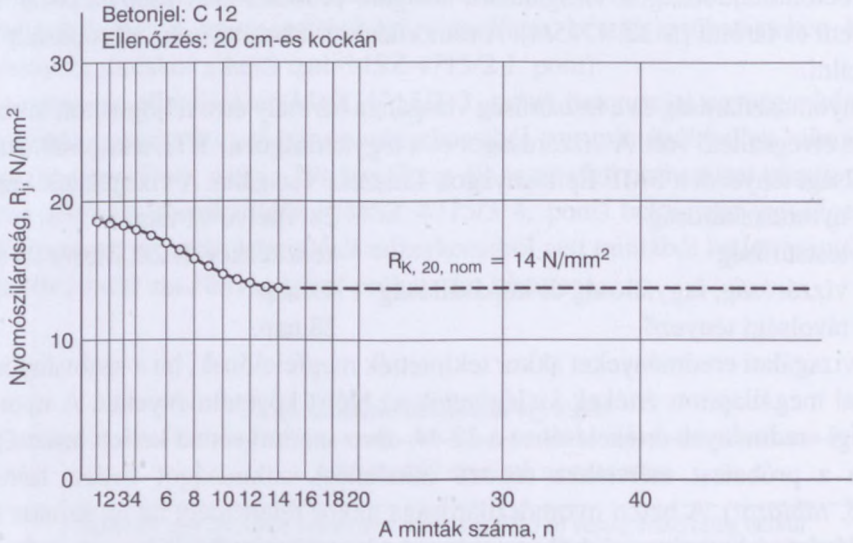
$R_{1-n}$  az egyes mintavételek során készült próbatest nyomószilárdsága,  $N/mm^2$

$R_{k,nom}$  a próbatest méretéhez tartozó MSZ 4719 szerinti betonszilárdságok minősítések

A laboratóriumokat a következő *személyzettel* kellett ellátni

laborvezető mérnök, kellő betontechnológiai ismerettel,

laborvezető-helyettes mérnök vagy technikus, kellő betontechnológiai gyakorlattal,



32.44. ábra. Séma a nyomószilárdsági eredmények feldolgozásához



laboráns 2 fő, laboránsi képesítéssel,  
 segédmunkás 4 fő, betanított munkás.

Amikor betonozás folyt, a laborvezetőnek vagy a helyettesének állandóan a helyszínen kellett tartózkodnia. A segédmunkások állandóan a laborba beosztott munkaerők voltak.

A laboratóriumot olyan vizsgáloeszközökkel és berendezésekkel kellett ellátni, amelyek a következő vizsgálatok elvégzését tették lehetővé:

- a cement munkahelyi vizsgálata (MSZ 4713/2 2. pont),
- az adalékanyag agyag-iszaptartalmának vizsgálata ülepitéssel (MSZ 18288/2 7. pont),
- az adalékanyag szemmegoszlásának egyszerűsített vizsgálata (MSZ 18288/3 2. pont),
- a keverővíz pH értékének vizsgálata,
- a betonkeverék hőmérsékletének vizsgálata,
- a friss beton légtartalmának vizsgálata (MSZ 4714/2 1,2 pont),
- a friss beton víztartalmának vizsgálata (MSZ 4714/2 2. pont),
- a friss beton cementtartalmának, a víz-cement tényezőjének, adalékanyag-tartalmának és az adalékanyag szemmegoszlásának vizsgálata (MSZ 4714/2 3. pont),
- próbatetek szabványos készítése és tárolása (MSZ 4715/1-4), valamint a nyomószilárdság, a testsűrűség, a vízzáróság, a fagyállóság, a kopásállóság és a távolsági tényező vizsgálata (MSZ 4715).

A szilárdsági folyamat vizsgálatával az adott időpontban és adott körülmények között a beton nyomószilárdságát kellett ellenőrizni. Az építményhez használt betonkeverékből készült próbateteket az építmény mellett, azzal azonos körülmé-

**32.45. táblázat.** A szilárdság minősítési értékei a próbatest típusától függően

A próbatest típusa	A szilárdság minősítési értékei, N/mm <sup>2</sup>													
	ha a beton nyomószilárdsági jele, C													
	4	6	8	10	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55
Ø15x30 cm-es henger	4	6	8	10	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55
15 cm-es kocka	5	7,5	10	12,5	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
20 cm-es kocka	4,8	7	9	12	14	19	23,8	28	33	38	43	48	52	57
30 cm-es kocka	4,4	6,5	8,5	11	13	17	21	26	31	36	41	46	51	56
Régi szilárdsági jel, B	70	100		140	200		280		400	–	560	–	–	–
A régi jelhez tartozó minősítési érték R <sub>k,20,nom</sub> , N/mm <sup>2</sup>	5,3	7,5		10,5	15		21		30	–	42	–	–	–



nyek (pl. utókezelés) között kellett tárolni. A törővizsgálat időpontját a vizsgálat célja (kizsaluzás, megterhelés stb.) határozta meg. Mindig annyi próbatestet kellett készíteni, hogy kedvezőtlen eredmény esetén a vizsgálat későbbi időpontban megismételhető legyen. Adott célra korosztályonként legalább három próbatestet kellett eltörni.

A *beépített beton vizsgálatát* akkor kellett elvégezni, ha az építés közbeni ellenőrző vizsgálatokat elmulasztották, vagy azok eredményei nem voltak kielégítőek, vagy az előírt minőség teljesülésével kapcsolatban kételyek merültek fel.

A beépített beton minőség-ellenőrzése roncsolásos és roncsolásmentes vizsgálati módszerre épülhetett. A vizsgálatot szakintézetnél kellett megrendelni.

### 32.3.5.3. A fagyállóság és a vízzáróság ellenőrzése

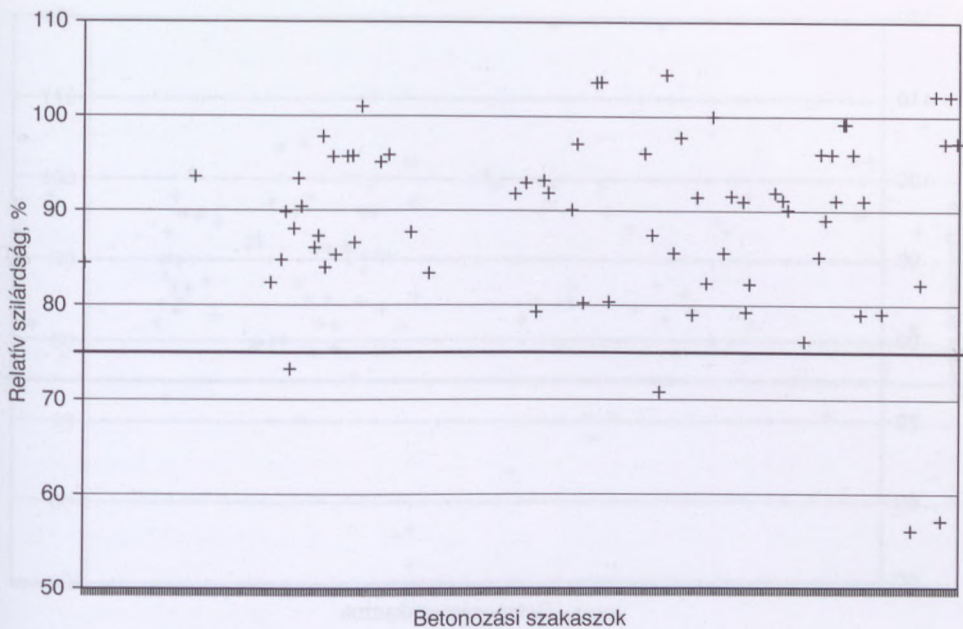
E vizsgálatokat a Vízügyi Építő Vállalat megbízásából az ÉTI Betontechnológiai Laboratóriuma végezte az MSZ 4715/3 előírásai szerint.

#### a) A fagyállóság ellenőrzése

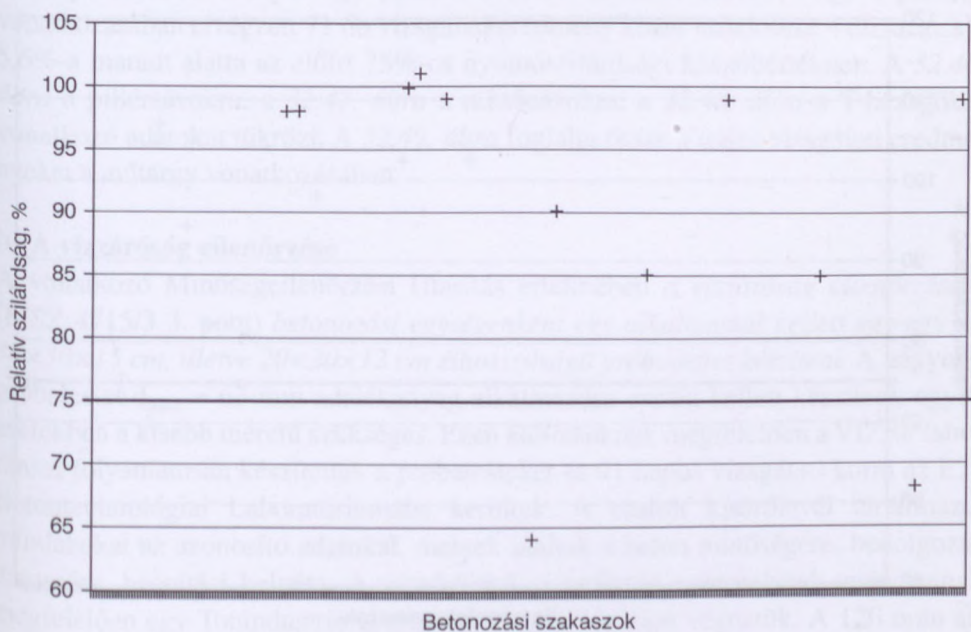
Ezen betontulajdonság vizsgálatához szükséges próbatestek készítésére a Minőség-ellenőrzési Utasítás úgy rendelkezett, hogy *betonozási egységenként, egy alkalommal a keverőkocsiból vett betonból kell két-két db 20×20×20 cm élhosszúságú próbatestet készíteni.* Ennek megfelelően a VÍZÉP laboránsai az építkezés alatt folyamatosan készítették ezeket a próbatesteket, hogy az előírt 91 napos korban a vizsgálatra készen álljanak. A vonatkozó szabvány előírásainak pontos betartása, valamint a szokatlanul nagy számú próbatest egyidejű vizsgálata miatt az ÉTI egy új nagy teljesítményű fagyasztószekrény és olvasztókád beruházására kényszerült. A fagyasztógép olyan hűtőteltjesítményű, hogy a legtöbb egyidejűleg vizsgálandó próbatest behelyezése esetén a +20 °C-ról 2 órán belül képes a fagyasztótér hőmérsékletét  $-20\pm 2$  °C-ra hűteni. Az olvasztókád meleg vizes keringető rendszerrel biztosítja a szabvány előírásai betartását. A fagyállóságot az előírt 100 ciklusú fagyasztás-olvasztás utáni fagylagyulási tényezővel jellemeztük, azaz a fagyasztott próbatestek és az azonos minőségű és korú, de nem fagyasztott próbatestek szilárdsága hányadosának el kellett érnie a 0,75-öt.

A Dunakilitiben készített próbakockákat a VÍZÉP azonosító jellel és kísérőlevéllel ellátva küldte be az ÉTI Szentendrei Kísérleti Telepére. A kísérőlevélben a beton jele, beépítési helye, készítés dátuma, adalékszer fajtája, víz-cement tényező és tárolás módja szerepel. A duzzasztómű egyes szerkezeti egységei (pillér, pillérsáv, mezősáv, T-hézag stb.) számos betonozási szakaszra bomlottak, melyekhez próbatesteket készítettek. Az elvégzett fagyállósági vizsgálatok eredményeit jegyzőkönyvekben rögzítettük, számítógéppel feldolgoztuk. Az egyes szerkezeti egységek összesített ábrái jól tükrözik a vizsgálatok mennyiségét és az esetlegesen nem meg-

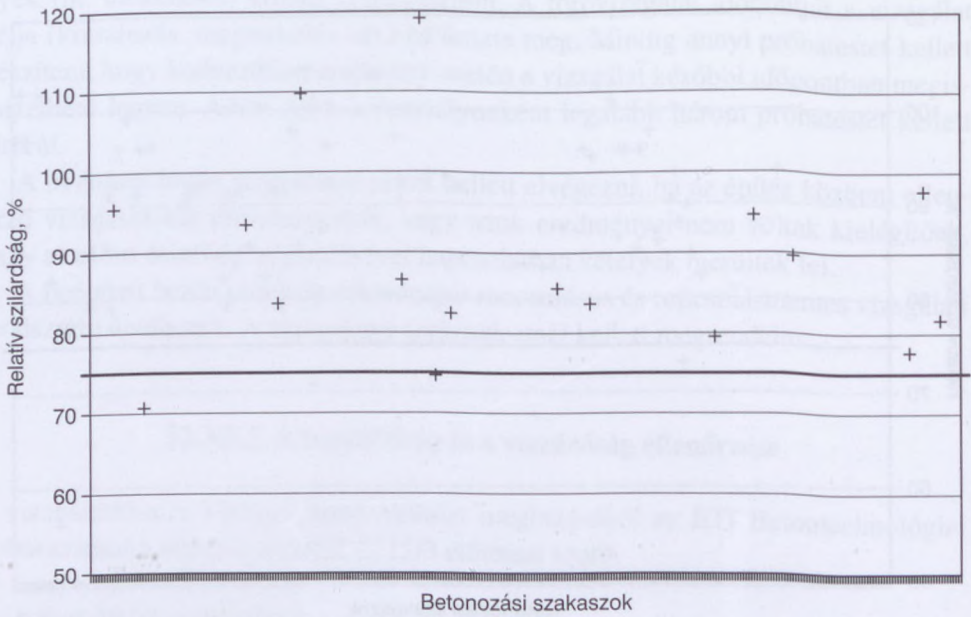




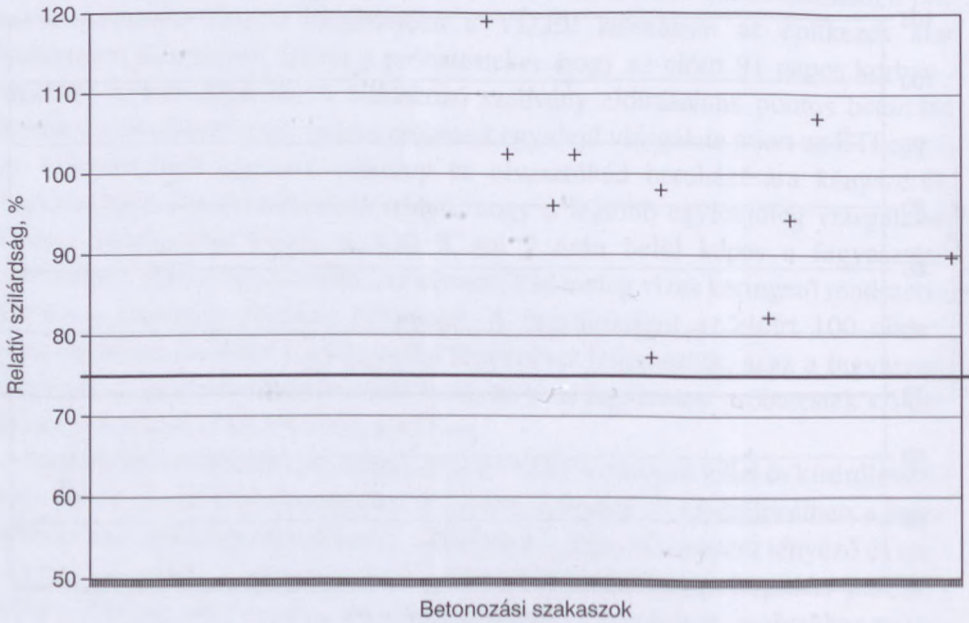
32.45. ábra. A pillérek betonjából készített próbatetek fagyállósági vizsgálatainak összesítő diagramja (mintaszám: 71 db, küszöbérték alatt: 5,6%)



32.46. ábra. A pillérsávok betonjából készített próbatetek fagyállósági vizsgálatainak összesítő diagramja (mintaszám: 71 db, küszöbérték alatt: 16%)

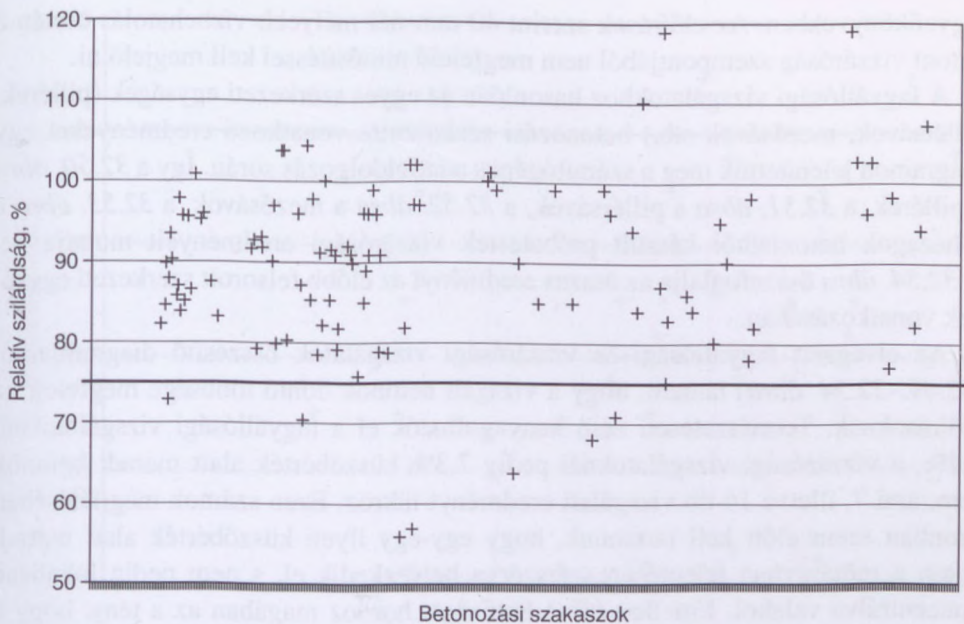


32.47. ábra. A mezősávok betonjából készített próbatestek fagyállósági vizsgálatának összesítő diagramja (mintaszám: 17 db, küszöbérték alatt: 5,5%)



32.48. ábra. A T-hézagok betonjából készített próbatestek fagyállósági vizsgálatának összesítő diagramja (mintaszám: 10 db, küszöbérték alatt: 0%)





**32.49. ábra.** A fagyállósági vizsgálatok összesítő diagramja  
(mintaszám: 110 db, küszöbérték alatt: 6,4%)

felelt próbatetek arányát. Így például a 32.45. ábrából látható, hogy a pillérek vonatkozásában elvégzett 71 db vizsgálati eredmény közül mindössze 4 db, azaz kb. 5,6%-a maradt alatta az előírt 75%-os nyomószilárdsági küszöbértéknek. A 32.46. ábra a pillérsávokra, a 32.47. ábra a mezősávokra, a 32.48. ábra a T-hézagokra vonatkozó adatokat tükrözi. A 32.49. ábra foglalja össze a teljes vizsgálati eredményeket a műtárgy vonatkozásában.

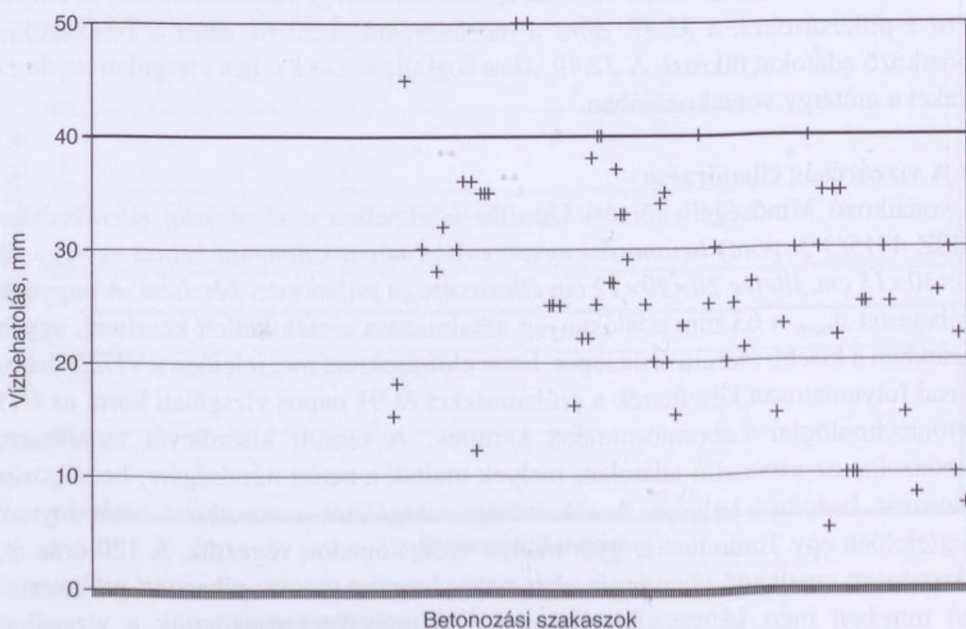
### b) A vízzáróság ellenőrzése

A vonatkozó Minőségellenőrzési Utasítás értelmében a vízzáróság ellenőrzésére (MSZ 4715/3 3. pont) *betonzási egységenként egy alkalommal kellett egy-egy db 30×30×15 cm, illetve 20×20×12 cm élhosszúságú próbatestet készíteni.* A nagyobb próbatestet  $d_{\max} = 63$  mm adalékanyag alkalmazása esetén kellett készíteni, egyéb esetekben a kisebb méretű szükséges. Ezen előírásoknak megfelelően a VÍZÉP laboránsai folyamatosan készítették a próbatesteket és 91 napos vizsgálati korra az ÉTI Betontechnológiai Laboratóriumába kerültek. A csatolt kísérőlevél tartalmazta mindazokat az azonosító adatokat, melyek utaltak a beton minőségére, bedolgozás dátumára, beépítési helyére. A vízzárósági vizsgálatot a vonatkozó szabványnak megfelelően egy Tonindustrie gyártmányú vizsgálópadon végeztük. A 120 órán át, fokozatosan emelkedő víznyomás alatt tartó vizsgálat után az elhasított próbatesteken mm-ben mért legnagyobb vízbehatolási mélységet rögzítettük a vizsgálati

jegyzőkönyvekben. Az előírások szerint 40 mm-nél mélyebb vízbehatolás esetén a betont vízzáróság szempontjából nem megfelelő minősítéssel kell megjelölni.

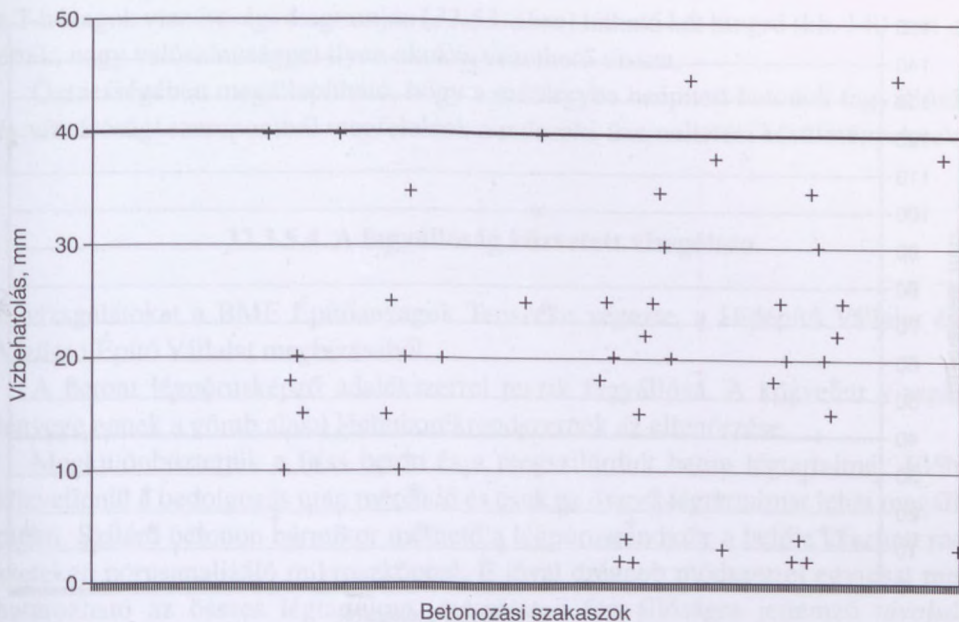
A fagyállósági vizsgálatokhoz hasonlóan az egyes szerkezeti egységek (pillérek, pillérsávok, mezősávok stb.) betonozási szakaszaira vonatkozó eredményeket egy diagramon jelenítettük meg a számítógépes adatfeldolgozás során. Így a 32.50. ábra a pillérek, a 32.51. ábra a pillérsávok, a 32.52. ábra a mezősávok, a 32.53. ábra a T-hézagok betonjaiból készült próbatestek vízzárósági eredményeit mutatja be. A 32.54. ábra összefoglalja az összes eredményt az előbb felsorolt szerkezeti egységek vonatkozásában.

Az elvégzett fagyállósági és vízzárósági vizsgálatok összesítő diagramjaiból (32.49.–32.54. ábra) látható, hogy a vizsgált betonok döntő többsége megfelelt az előírásoknak. Természetesen nem hanyagolhatók el a fagyállósági vizsgálatoknál 6,4%, a vízzárósági vizsgálatoknál pedig 7,3% küszöbérték alatt maradt betonok sem, ami 7, illetve 16 db vizsgálati eredményt tükröz. Ezen számok megítélésében azonban szem előtt kell tartanunk, hogy egy-egy ilyen küszöbérték alatt maradt beton a műtárgyban jelentősen szétszórva helyezkedik el, s nem pedig lokálisan koncentrálna valahol. Emellett hibalehetőséget hordoz magában az a tény, hogy a próbatestek bedolgozási hibáiból adódóan ezek tömörsége alatta marad a szerkezetbe beépített betonokénak. Igaz, hogy az ÉTI laboránsai igyekeztek a próbatestek tömegmérésével kiszűrni az egyértelműen tömörítési hiányosságot mutató próbatesteket, de elképzelhető, hogy még így is bekerült egy-kettő a vizsgálati sorba. Például

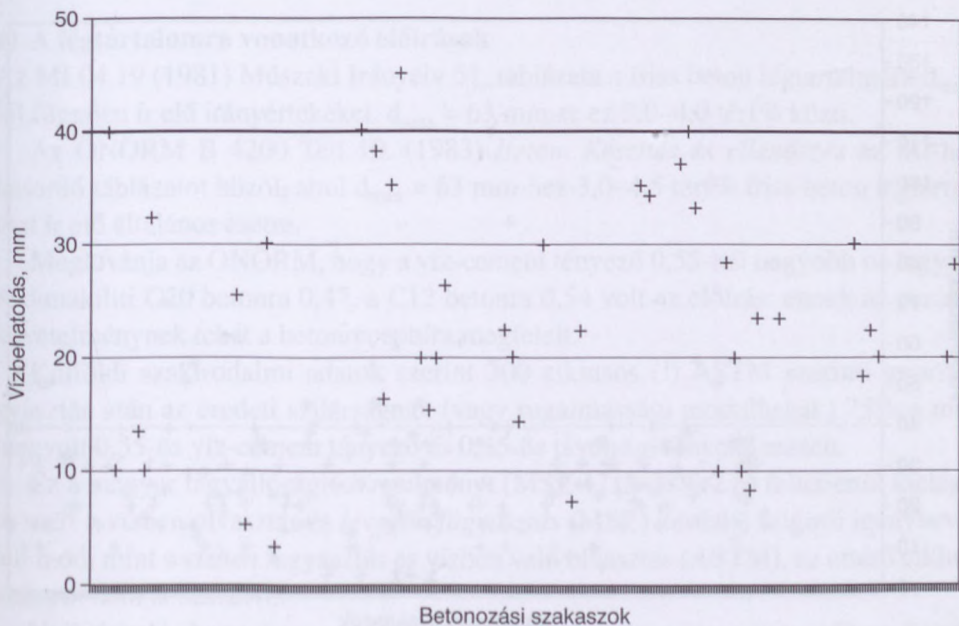


32.50. ábra. A pillérek betonjaiból készített próbatestek vízzárósági eredményeit összefoglaló diagram (mintaszám: 73 db, küszöbérték alatt: 4,1%)

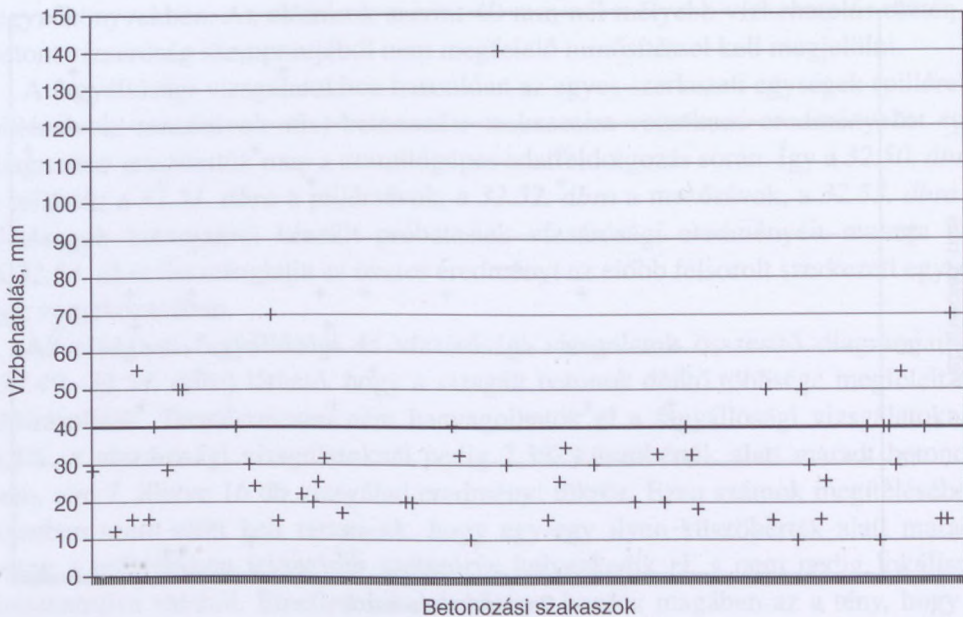




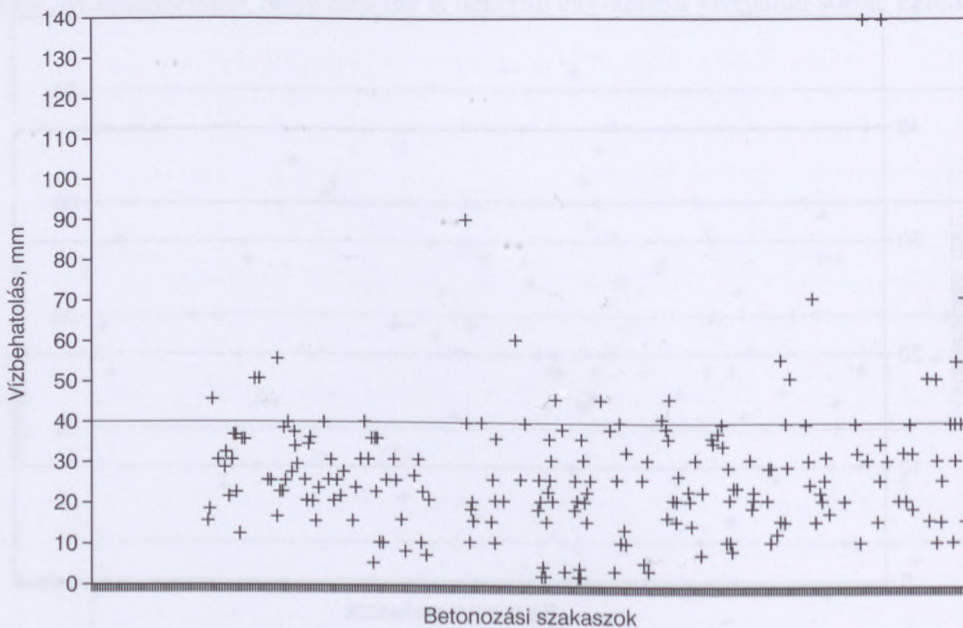
32.51. ábra. A pillérsávok betonjából készített próbatetek vízzárósági eredményeit összefoglaló diagram (mintaszám: 47 db, küszöbérték alatt: 4,3%)



32.52. ábra. A mezősávok betonjából készített próbatetek vízzárósági eredményeit összefoglaló diagram (mintaszám: 44 db, küszöbérték alatt: 2,2%)



32.53. ábra. A T-hézagok betonjából készített próbatestek vízzárósági eredményeit összefoglaló diagram (mintaszám: 54 db, küszöbérték alatt: 18,5%)



32.54. ábra. A vízzárósági vizsgálatok eredményeit összesítő diagram (mintaszám: 218 db, küszöbérték alatt: 7,3%)



a T-hézagok vízzárósági diagramján (32.53. ábra) látható két kiugró (kb. 140 mm-es) érték, nagy valószínűséggel ilyen okokra vezethető vissza.

Összességében megállapítható, hogy a műtárgyba beépített betonok fagyállósági és vízzárósági szempontból megfelelnek a műszaki-üzemeltetési körülményeknek.

#### 32.3.5.4. A fagyállóság közvetett vizsgálata

E vizsgálatokat a BME Építőanyagok Tanszéke végezte, a Hídépítő Vállalat és a Vízügyi Építő Vállalat megbízásából.

A betont légpórusképző adalékszerrel teszik fagyállóvá. A közvetett vizsgálat lényege ennek a gömb alakú légbuborékrendszernek az ellenőrzése.

Megkülönböztetjük a friss beton és a megszilárdult beton légtartalmát. Előbbi közvetlenül a bedolgozás után mérendő és csak az *összes* légtartalmat lehet megállapítani. Szilárd betonon bármikor mérhető a légpórusrendszer a belőle készített met-szeteken pórusanalizáló mikroszkóppal. E jóval drágább módszerrel egyrészt meghatározható az összes légtartalom, másrészt a fagyállóságra jellemző *távolsági tényező* ( $t$ ).

A légbuborékképzés mechanizmusát, valamint a vizsgálat elvét Erdélyi A. (1973) készítette.

##### a) A légtartalomra vonatkozó előírások

Az MI 04.19 (1981) Műszaki Irányelv 51. táblázata a friss beton légtartalmára  $d_{\max}$ -tól függően ír elő irányértékeket.  $d_{\max} = 63$  mm-re ez 3,0–4,0 térf% közti.

Az ÖNÖRM B 4200 Teil 10. (1983) *Beton. Készítés és ellenőrzés* az MI-hez hasonló táblázatot közöl, ahol  $d_{\max} = 63$  mm-hez 3,0–4,5 térf% friss beton légtartalmat ír elő általános esetre.

Megkívánja az ÖNÖRM, hogy a víz-cement tényező 0,55-nél nagyobb ne legyen. A dunakiliti C20 betonra 0,47, a C12 betonra 0,54 volt az előírás: ennek az osztrák követelménynek tehát a betonreceptúra megfelelt.

Külföldi szakirodalmi adatok szerint 300 ciklusos (!) ASTM szerinti gyorsfagyasztás után az eredeti szilárságnak (vagy rugalmassági modulusnak) 75%-a még megvolt 0,55-ös víz-cement tényező és 0,35-ös távolsági tényező esetén.

Ez a magyar fagyállósági követelményt (MSZ 4719-82-3.2.6) feltétlenül kielégíti, mert a vízben olvasztás és *levegőn fagyasztás* (MSZ) kevésbé szigorú igénybevételi mód, mint a *vízben fagyasztás* és vízben való olvasztás (ASTM), az eltérő ciklusszámról nem is beszélve.

Nyilvánvaló, hogy *nem a légtartalom és a buborékrendszer önmagában, hanem ez és a*

- víz-cement tényező, és
- a hidratációs fok, vagyis az utókezelés mértéke



dönti el a kapilláris rendszer összefüggő vagy szétdarabolt voltát, s ezzel együtt a telíthetőség mértékét is, ami végül is a fagyállóságot meghatározza. Megjegyezzük, hogy az ÖNÖRM B 4200-ban előírt max. 0,7 víz-cement tényező vonatkozásában Erdélyi A. (1988) felhívta figyelmet, hogy a *felső határ* a fagyállósághoz, *tökéletes* hidratációt, azaz utókezelést feltéve. Ennek hiányosságait pótolhatja 0,55 és 0,70 víz-cement tényező közt megemelt légtartalom, amely az alábbi képletből számítható, ugyanis a hivatkozott ÖNÖRM 4.5.2.2. pontja *vasalatlan* betonra ír elő max. 0,7 víz-cement tényezőt és a fenténél nagyobb légtartalmakat az alábbi képlettel számítják:

$$L = (0,18 \pm 0,05) \cdot V_{\text{cempép}}$$

A *tömörítés* (zárványok térfogatának csökkentése) *alig* csökkenti a kisméretű buborék légtartalmát: a *tökéletes tömörítés is előfeltétele a fagyállóságnak*.

Továbbiakban idézzük Springenschmid (1987) néhány megállapítását.

Pernyeportlandcementtel a kellő légtartalom nehezebben érhető el, különösen, ha a pernye minősége ingadozik.

Az adalékanyag portartalma (kb. 60–80 mikrométer alatti szemcsék) a légpórus-képzők hatékonyságát befolyásolja.

A DIN 1045, 5. táblázat szerint  $d_{\text{max}} 63$  mm esetén átlagosan legalább 3,5 térf% légtartalom szükséges; az USA-ban ilyen esetben 5% az előírás. Megjegyezzük, hogy a DIN 1045 1978-as kiadásában  $d_{\text{max}} = 63$ -hoz még csak  $\geq 3,0$  térf% van előírva, egyes értékek ettől max. 0,5%-kal elmaradhatnak.

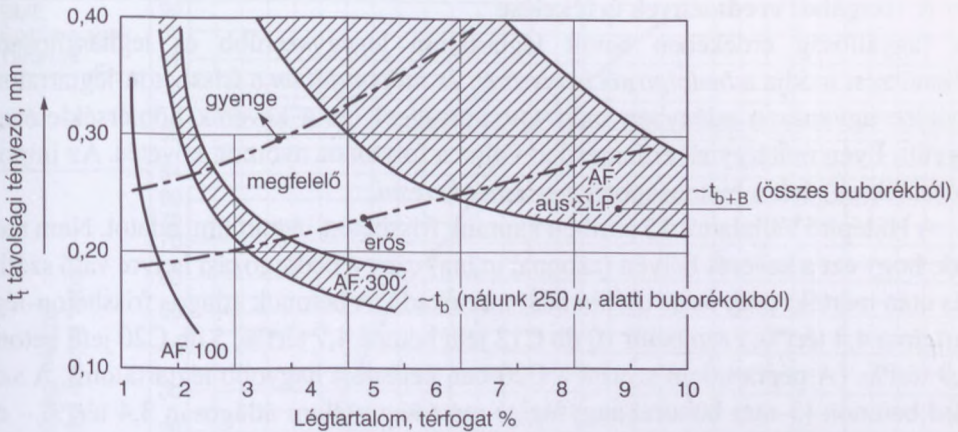
A C20 betonban az ÖNORM képlet szerint átlagosan 4,9 térf% légtartalom kellene; 3,5 és 6,2 térf% határok között. A technológiai előírás tehát a kis légtartalmakat előíró hazai és külföldi irányszámokat vette alapul, noha – mint később igazolódott – a nagy nyomószilárdsági tartalék nagyobb légtartalmat is előírna.

*Műszakonként* legalább kétszer kell a friss betont vizsgálni (az éjszakai műszakban is): *konzisztencia, légtartalom, frissbeton-testsűrűség és hőmérséklet mérendő*. A víztartalmat kiszáritással vagy kiégetéssel kell meghatározni – a cementtartalmat esetleg névleges értékkel veszik figyelembe a víz-cement tényező kiszámításához. Az adatokat szalaggrafikonban célszerű feldolgozni.

(Megemlítjük, hogy a Ferihegyi futópálya építéskor a helyszíni labor RAM (Rapid Analysing Machine) készüléket használt a friss beton cementtartalmának gyakori méréséhez.)

Egy keverésből egy kocka készítenőd, három kocka (három keverésből) alkot egy sorozatot (a sorozatátlag már nem tartalmazza az egyes keverések közti nagyobb ingadozásokat) és a kockavételeket a műszakokon át egyenletesen kell elosztani. Ha a vizsgálathoz a betonból kirostálják (vagy kézzel kiszedik) a  $d_{\text{max}} = 48$  mm fölötti szemcséket és a rajta tapadó habarcsot, akkor az *igazinál* kisebb adalékanyag- és nagyobb péptartalmú (egyúttal nagyobb légtartalmú) betont vizsgálnak. Tanszéki





32.55. ábra. A légtartalom és a távolsági tényező közötti összefüggés (Glatte)

méréseink szerint az összefüggés [Balázs–Erdélyi–Suri (1986)]  $L_{63}^{\%} = L_{48}^{\%} - 1$  térf% és hiba, ha a technológiai előírás értékeit a szűkített keverékre alkalmazzák.

Megemlíjtjük, hogy az *útbetonok tartóssága és viselkedése* – tárgyban végzett kutatások Glatte (1988) szerint kb. 300  $\mu\text{m}$  alatti buborékokból számított (nálunk  $t_b$ , azaz  $b$  kisbuborékokra értelmzett) távolsági tényező *fagy- és sóálló* betonban 3 térf% légtartalomhoz legfeljebb 0,28–0,3 mm legyen az útbetonokra szokásos 310 liter/ $\text{m}^3$  cementpép esetén.

A sózásállóság a közönséges fagyállóságnál sokkal szigorúbb követelmény: esetünkben a 0,35 mm-es határ biztonságosan szigorúnak tekinthető a kisbuborékokból számított  $t_b$ -re.

A 32.55. ábrából (Glatte, Drezda) a buborékképzés hatékonysága olvasható ki (itt 310 liter/ $\text{m}^3$  cementpép tartalmú, útbeton jellegű összetételt vettek alapul). Az AF (= Abstandfaktor) a távolsági tényező (nálunk „ $t$ ”), az indexben utána álló szám a buborékok mérethatárát jelenti (mikrométerben,  $1/\mu\text{m}$ ), ameddig az adott AF számításához a buborékokat figyelembe vették. Pl. 3 térf% összes légtartalomból csak a 300  $\mu\text{m}$  alatti (ún. hatékony) buborékot beszámítva a *megfelelőnek* talált buborékrendszerhez kb. max. 0,30 mm lehet a távolsági tényező, fagy- és sózásálló útbetonra. Ez is alátámaszthatja az általunk csak fagyálló betonra felvett 350  $\mu\text{m}$ -es határt, esetünkben az ez alá eső pórusméretekéből számított távolsági tényezőket vettük *megfelelőnek*.

Végül megjegyezzük, hogy a fagyállóságnak a biztonságosan elégséges légtartalommal (légbuborékrendszerrel) való kielégítése és a kopásállóság ellentétes követelmény. Ilyenkor a fagyállóság kielégítését kell elsőrendű célnak tekinteni, mert a nem fagyálló (lehámló) beton a továbbiakban kopásálló sem lehet.



## b) A vizsgálati eredmények értékelése

A fagyállóság érdekében bevitt légtartalom legegyszerűbb és leghasznosabb ellenőrzési módja a *bedolgozás helyszínén és időpontjában* a frissbeton-légtartalom mérése ugyanazon edényben mért testsűrűséggel (és a keverék hőmérsékletével) együtt. Ilyen műtárgynál érdemes lett volna a folytonos nyomon követés. Az import készülék(ek) árát a biztonságban *meg lehet keresni*.

A Hídépítő Vállalattól 15 esetben kaptunk frissbeton-légtartalmi adatot. Nem tudjuk, hogy ezt a keverés helyén (azonnal utána) vagy a bedolgozási helyre való szállítás után mérték: csak ez az utóbbi adat mértékadó. A betonok átlagos frissbeton-légtartalma 4,4 térf%, ezen belül 10 db C12 jelű betoné 4,7 térf%, 5 db C20 jelű betoné 3,9 térf%. (A péptartalom szerint a C20-ban kellene a nagyobb légtartalom). A szilárd betonon (3 mm buboréknagyságig) mért légtartalom átlagosan 3,4 térf% – ez megfelel a szokásos eltérésnek –, de a betonfajtánkénti szétválasztás után (3 mm-ig mérve)

- C12 szilárd betonon kb. 4 térf% (friss 4,7%)
- C20 szilárd betonon kb. 2 térf% (friss 3,9%) azaz már

az derül ki, hogy a kisebb víz-cement tényezőjű C20 betonban kevesebb buborék képződött, s a nagyobb friss légtartalmakat (pl. 5,1 és 5,2 térf% a HD 104 ÉS HD 107 mintán) akár az elégtelen tömörítés is okozhatta.

Sajnálatos, hogy a légtartalomadathoz nem volt testsűrűségadat, amely a légtartalommérő edényben mérhető, s így nincs mód a légtartalomnak (vagy az esetleges 3 mm fölötti zárványosságának) számítással való ellenőrzésére.

Esetenként a tényleges víz-cement tényezők a vizsgált esetben a C12 betonra előírtnál (0,54) nagyobbak voltak:

a Hídépítő Vállalat mintavételi jegyzőkönyvei szerint

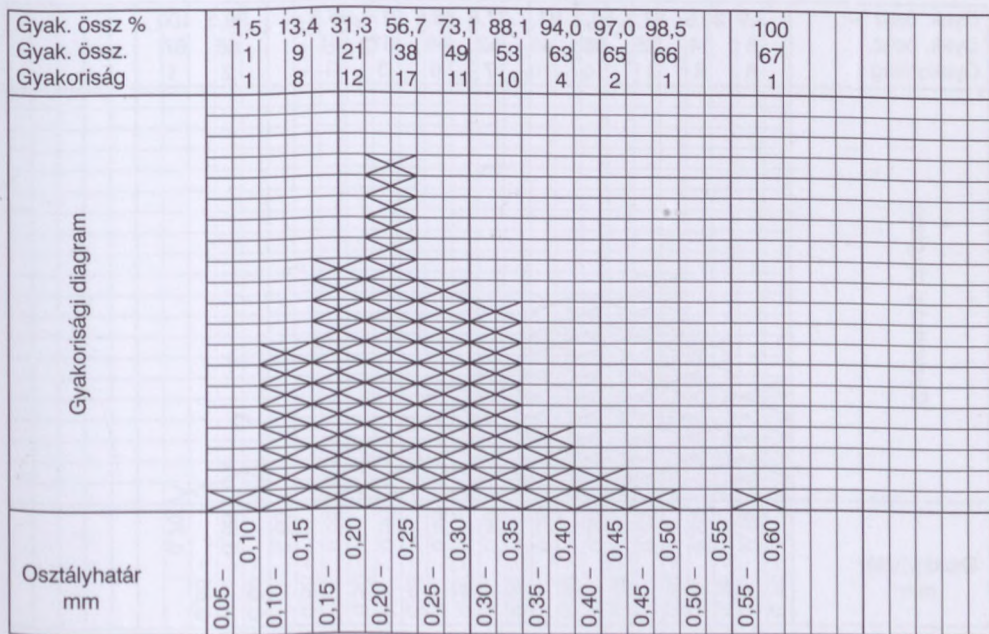
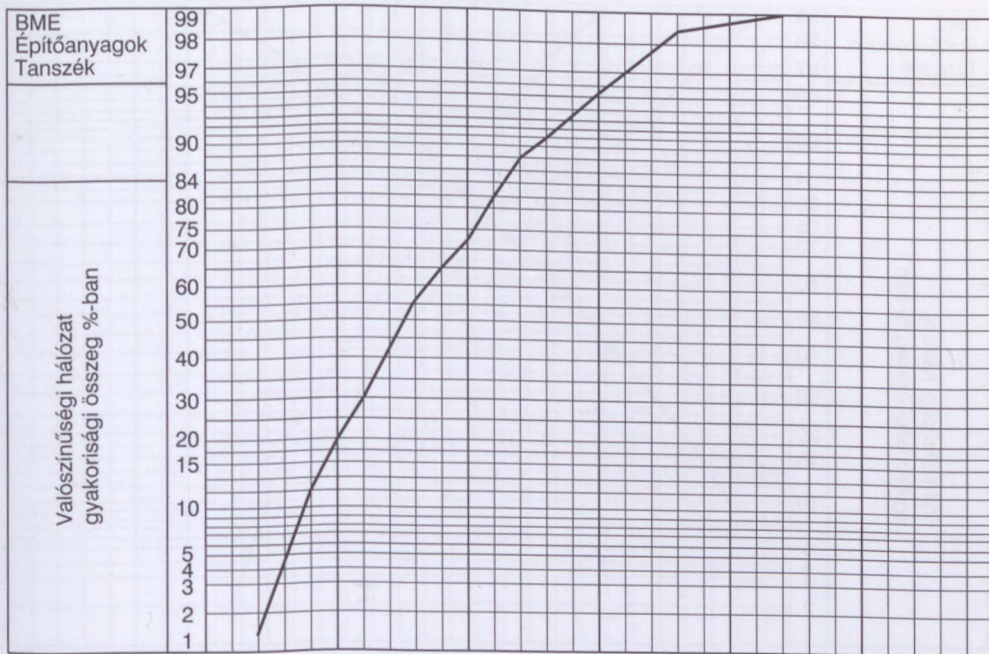
– 1987.08.11-i beton (HD 43)	0,59
– 1987.08.11-i beton (HD 45)	0,57
– 1987.08.24-i beton (HD 46)	0,58
– 1987.08.27-i beton (HD 47)	0,57
– 1987.09.02-i beton (HD 49)	0,58
– 1987.10.02-i beton (HD 58)	0,57
– 1987.11.19-i beton (HD 93) a 8.sz. pillérbe (C12)	0,67.

A víz-cement tényező néhány századnyi túllépése akkor fogadható el, ha a víztartalmat mindjárt a keverés után mérték, s ez a nyári melegben a bedolgozási helyen a behordás és tömörítés alatti párolgási veszteséget egyenlítette ki. Ez nem vonatkozhat az 1987. 11. 19-i betonra.

A megszilárdult betonon meghatározott távolsági tényezőkből levont következtetések.

A *hatékony kisbuborékok* (300  $\mu\text{m}$ -nél kisebb) alapján számított  $t_b$  távolsági tényezőket gyakorisági és eloszlási diagramba raktuk föl (32.56. ábra). A 32.57.





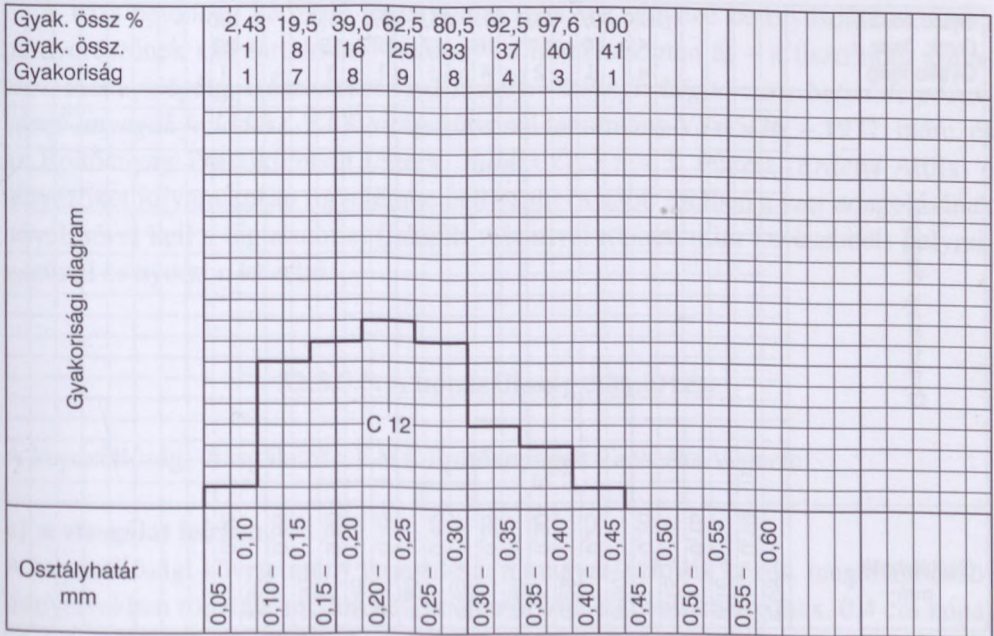
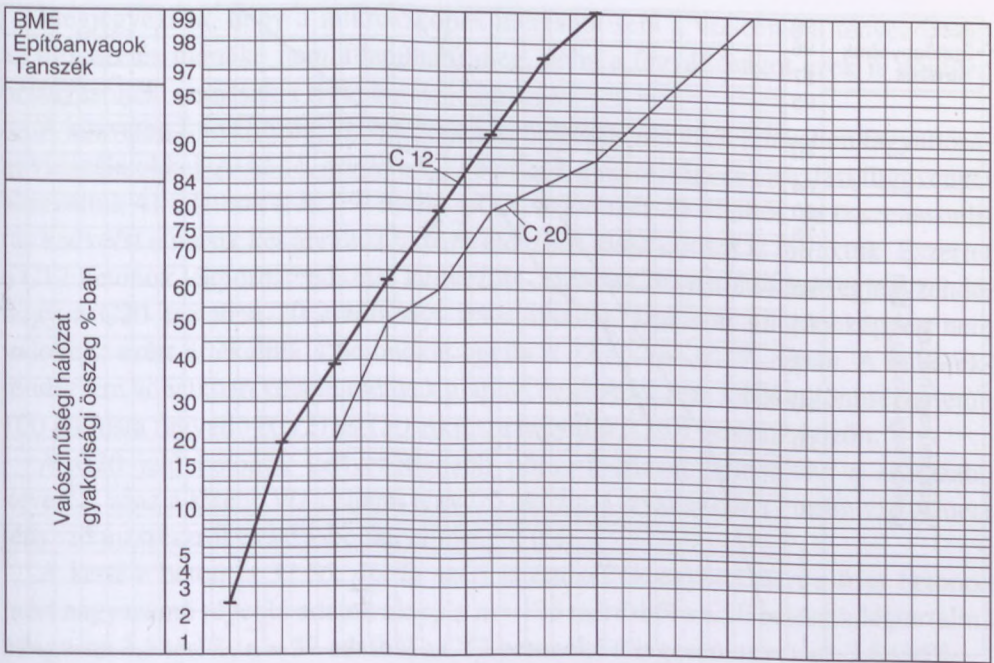
32.56. ábra. HD – kis buborékok távolságtényezője

ábrán a  $t_{b+B}$ , azaz a 3 mm alatti összes buborékból kapott mérőszámok gyakorisága és eloszlása látható.

$t_b = 350$  mm alatt van a vizsgált esetek 88,1, kerekén 90%-a értelemszerűen kielégíti a nem statisztikusan megfogalmazott MSZ 4719 szerinti fagyállósági követel-

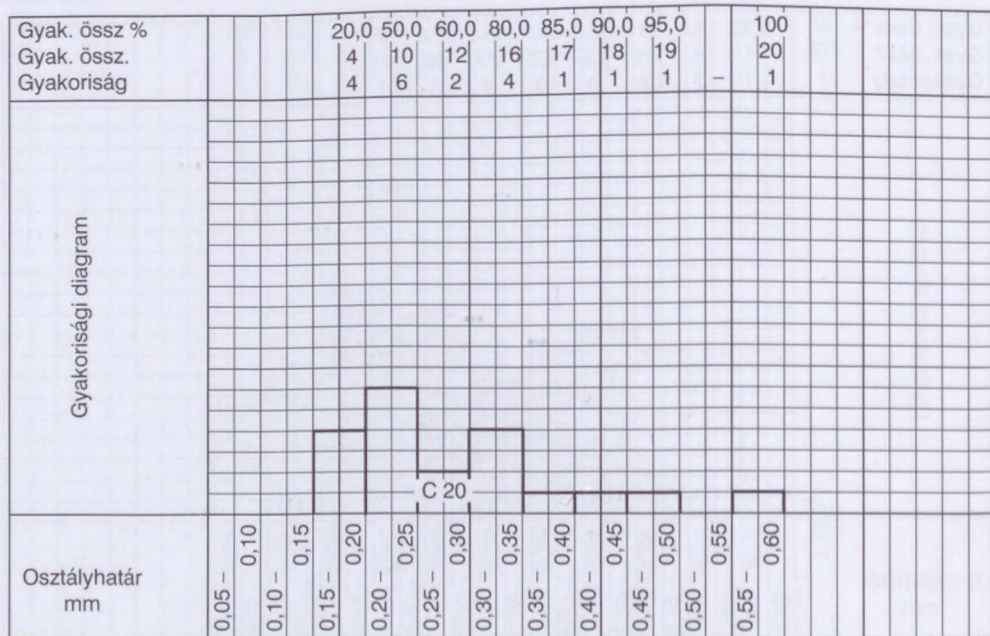
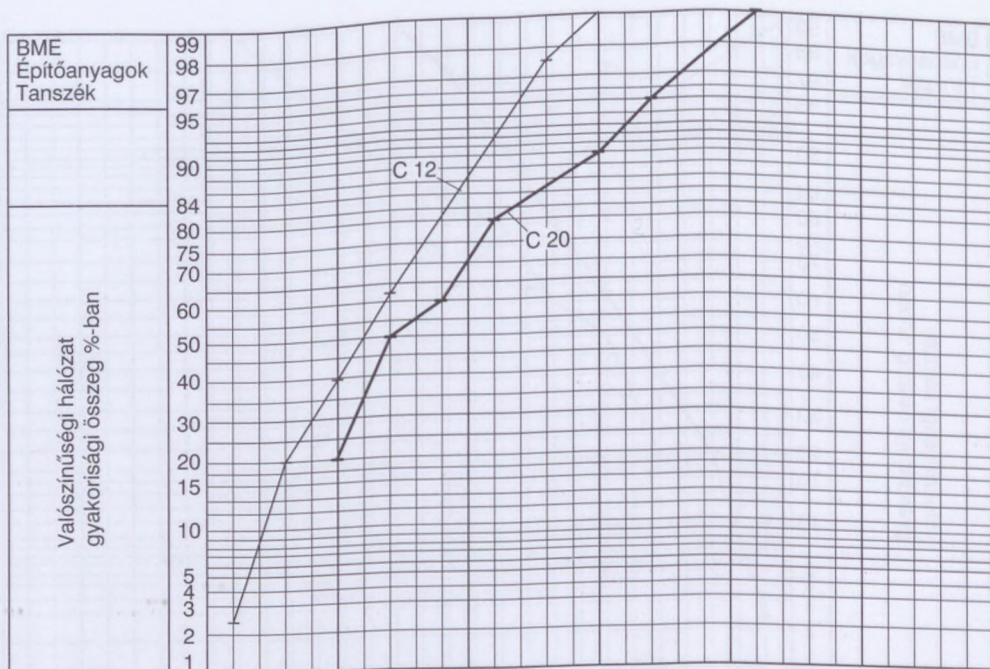






32.58. ábra. C12 HD – kis buborékok távolságtényezője

beton  $t_b = 0,559$  mm (1987. 04. 24.) eredménye, s ez a technológia begyakorolatlan-  
ságából fakad, a következő legrosszabb érték  $t_b = 0,471$  mm (1987. 06. 17.) még  
mindig a betonozás legkorábbi szakaszához (és igen kicsi, 2,13 térf% légtartalom-



32.59. ábra. C20 HD – kis buborékok távolságtényezője

hoz) tartozik. Mindkét beton víz-cement tényezője valamivel a tervezett alatti: 0,45, illetve 0,46 volt, ez is csökkenti a légpórusképződést.

Fentiek alapján a beton fagyállóságát – a közvetett, mikroszkópos mérés adta becslési lehetőség alapján – megfelelőnek tartjuk.



Megjegyezzük, hogy a mikroszkópos mérésből sem a víz-cement tényező, sem az utókezelés mértéke nem állapítható meg, noha a fagyállóságot ezek is döntően befolyásolják, nemcsak a légbuborék-jellemzők.

A közvetett fagyállósági vizsgálatok összhangban vannak a közvetlen fagyállósági vizsgálatokkal. A 32.58. ábrán a C12 betonok gyakorisági és eloszlási függvényét ábrázoltuk 41 adatból, a 32.59. ábrán a C20 betonokét 20 adatból. az összehasonlítás kedvéért a másik két ábrához tartozó eloszlási diagramokat is felraktuk. Eszerint a C12 betonok légpórusrendszere kedvezőbb, mint a C20 betonoké. Megjegyzendő, hogy a C20 esetében 20 eredményt statisztikailag értékelni tulajdonképpen nem indokolt: ezért értékeltük a betonokat együtt a 32.56. és 32.57. ábrán. A buborékrendszerre vonatkozó követelmények alapján egyébként sem lehet különbséget tenni 100 ciklusra fagyálló (C12) és 150 ciklusra fagyálló (C20) betonok között.

A C20 jelű betonok kedvezőtlenebb póruseloszlását feltehetően a szárazabb keverék, azaz a kisebb víz-cement tényező okozta. Ugyanakkor a kisebb víz-cement tényező másrészt eleve jobb fagyállóságot ígér.

A kétféle betont a 32.56. ábrán azért is értékeltük együtt, mert a friss betonon mért nagyszámú régebbi adatok alapján  $n = 126$  mérésből a C20 betonok légtartalma átlagosan 3,5 térf%,  $n = 57$  adatból a C12 betonoké átlagosan ugyanaz, 3,6 térf%.

A friss betonban képződő légtartalmat igen sok tényező befolyásolja a cement pernyérésének széntartalmától kezdve – a hőmérsékleten át – a lisztfinom szemcsék mennyiségéig, (részleteket lásd Erdélyi–Valtynyi: *Légpórusos beton és pórusképző anyagok fejlődése*. ÉTK világszínvonal tanulmány VSz 5/76, – 1977. márc. és az Építőanyag Praktikumban (Szerk. Balázs Gy.) a 4.3. fejezet (Erdélyi Attila) e tényezőket folyamatosan figyelembe kell venni és adott esetben a szer adagolásának növelésével kell a légtartalmat (inkább valamivel többet, mint kevesebbet) helyreigazítani és nyomon követni.

### 32.3.5.5. A kopásállóság ellenőrzése

A kopásállósági vizsgálatot a BME Építőanyagok Tanszéke végezte.

#### a) a vizsgálat leírása

A kopásállósági követelmény teljesülését a magyar–szlovák közös, megállapodásos irányelvekben rögzített módon kellett ellenőrizni: a követelmény max. 0,4 cm kopás 36 órás koptatás után (Irányelvek III. 5/2.13 pontja). Az ún. DUNA módszer lényege: görgetett kemény kvarc adalékanyaggal való koptatás egy forgó dobban. Egy átalakított DEVAL-dob palástját 6 db betonlap alkotja, – a zárt térben előírt szemmegoszlású és tömegű adalékanyag, illetve víz van. A betonlap mérete:  $10 \times 10 \times 40$  cm<sup>3</sup>. A beton az eredeti keverékből készült, tehát a  $d_{\max} = 63$  mm-es frakciót is tartalmaznia kellett, ami komoly próbatest-készítési feladatot jelentett. (E tekintetben



nem látszik indokoltnak, hogy a 8 literes TONINDUSTRIE légtartalommérő edénynek sokkal nagyobb méretei ellenére miért szedték ki a keverékből a *durva szemcséket* az LP-méréshez.)

A forgatáskor súrlódó-leeső szemcsék a vízzel telített, illetve a vizsgálat első fázisában telítődő betont a fenékhordalékhoz hasonló módon koptatják: a durvább adalékszemcsék közül a puhább cementkövet ki tudják koptatni, ezáltal a sima, zsaluzott felület egyenetlenné válik. Mindig a *készítéskor a sablonfenéken lévő* (sima, jól tömörített) lapoldalt koptattuk.

A lapokat a kivitelező (a kísérőlevél szerint) 23 napig vízben utókezeltte, majd 1 hónapos koruk után beküldte vizsgálatra. A névleges 91 napos kor a vizsgálat elvi kezdetét jelenti, de meg kellett várnunk, amíg 6 lap (egy dobra való próbatest) összejött. Esetenként a VD jelű (Vízügyi Építő, Dunakiliti) és HD jelű (Hídépítő Vállalat, Dunakiliti) lapokat soroltunk egy vizsgálati menetbe.

A vizsgálat lépései:

- a) A lapokat beszámoltuk.
- b) a betonlapokat – a sablonban alul fekvő, tehát zsaluzott sík felületükkel szemben – lefényképeztük (eredeti állapot): erről a kezdeti zárványosság, fészkesség megítélhető.
- c) Ez a zsaluzott sík felület volt alkalmas a koptatókeretre való vízzáró, tömített felszereléshez. SZILIKOPLASZT tömítőanyagot használtunk.
- d) A zárt hatszögletes dobot félig töltöttük meg vízzel, – vagyis eltértünk a régebbi 10 liter (kisebb) vízadagolástól, viszont követtük a közös magyar–szlovák előírást. (A több víz egyébként kisebb kopást, mert nagyobb fékezett esést jelent.)
- e) Továbbra is 10 kg kemény kvarckavicsot alkalmaztunk az új szitaméretetekhez igazodó alábbi megoszlásban:
  - 16–24 mm 20 tömeg%
  - 24–50 mm 40 tömeg%
  - 50–63 mm 40 tömeg%
- f) A felszerelt lapokat 9 órán át az egyik, majd 9 órán át ellenkező irányban forgattuk, ezután leszereltük, mértük a kopás I. ütemét (I. 18 óra), majd a lapokat 90°-kal elforgatva szereltük újra föl és ismét 9+9 = 18 órán át forgattuk, váltakozó irányba. (II. 18 óra). A szlovák előírás szerinti 6–6 órás irányváltás nem célszerű, mert akkor 18 óra alatt nem egyenlő arányú a két irány – márpedig a közbenső mérésre és elforgatásra szükség volt, mert
  - a sablonba öntött betonfelület az I. ütemben jobban kopik, mint a II. ütemben, amikor is a finom habarcs már kikopott, és célszerű a kopás mértékét külön-külön ismerni,
  - a lapok helyzetét 90°-kal meg kell változtatni, különben a lapok a két szemben fekvő él mentén gödrösre kopnak és ez az eredmény félrevezető.
- g) A lapok koptatott felületét mind 18, mind 36 órás koptatás után lefényképeztük.



h) A kikopott térfogatot gyurmával kitöltöttük, a gyurmalepedőt felszabdaltuk és térfogatát ( $\text{cm}^3$ ) vízkiszorítással megmértük. Ezt a koptatott felületre ( $\text{cm}^2$ ) vonatkoztatva megkapjuk a  $\text{cm}^3/\text{cm}^2 = \text{cm}$  dimenziójú laponkénti átlagos kopást. Az egy sorozatba tartozó lapok kopása átlagolható, akár 3, akár 2 lapból áll egy sorozat. Utóbbi akkor fordult elő, ha a 3 közül egy lap a vizsgálat közben elrepedt vagy kettétört. (A Hídépítő Vállalat később 2 db-os sorozatokat vizsgáltatott.)

Ez a módszer lehetővé teszi, hogy a tömörítéskor a felszínre verődött habarcsdús kéreg kopását (I. 18. ó.) a számításból kihagyjuk és  $k_M$  mértékadó kopásnak nem az összes (36 óra), hanem a II. 18 óra második menetben kikopott mélység kétszeresét vegyük, azaz

$$k_M = 2 \times \text{II. 18 óras kopás (cm)}$$

Ezzel egyúttal azt is tudomásul vesszük, hogy a felső habarcsdús kéreg lekopása nem jelenti a beton kopásállóságának elégtelenségét. Csak korund adalékanyaggal lehetne olyan betont készíteni, amelynek habarcsa és kavicszemcséi hozzávetőlegesen egyező kopásúak: erre itt semmi szükség sem volt.

### Az összes kopásvizsgálat eredményeinek statisztikus értékelése

#### a) Alapadatok

A Vízügyi Építő Vállalat  $n_1 = 111$  db betonlapját vizsgáltuk, ez összesen  $n = 52$  sorozatot jelentett: a sorozatok először 3–3, a későbbi megegyezés szerint 2–2 lapból álltak (VD jelű testek).

A Hídépítő Vállalat számára  $n_1 = 139$  lapot vizsgáltunk, a sorozatok 3–3 lapból álltak.

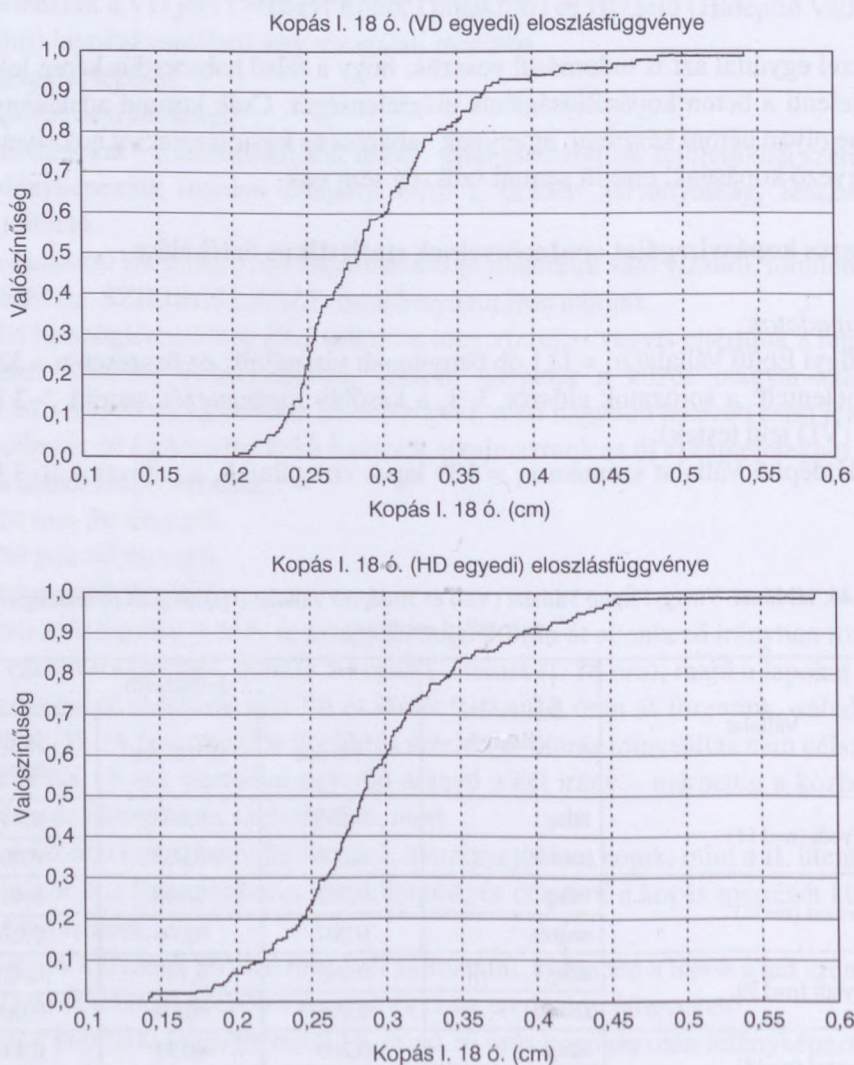
**32.46. táblázat.** Vízügyi Építő Vállalat (VD) és Hídépítő Vállalat (HD) kopási próbatestjeinek vizsgálati eredményei

Vállalat	Statisztikai jellemző	Kopás, cm		
		I. 18. óra	II. 18. óra	36 óra összes
VD egyedi (n=111)	átlag	0,295	0,148	0,442
	szórás	0,006	0,005	0,008
VD sorozat (n=52)	átlag	0,293	0,148	0,440
	szórás	0,007	0,006	0,010
HD egyedi (n=139)	átlag	0,293	0,137	0,430
	szórás	0,006	0,004	0,008
HD sorozat (n=48)	átlag	0,293	0,138	0,431
	szórás	0,006	0,007	0,013

A két vállalat lapjainak eredményei az 32.46. táblázatban található. Eszerint a II. 18 órás és a 36 órás (összes) kopás a két vállalatnál (0,01 cm-re megegyezett!) – a I. 18 órás kopásban pedig csak 0,003 cm volt a különbség (!). A szórások gyakorlatilag azonosak. A két vállalat tehát messzemenően azonos kopásálló betont (illetve ebből azonos hozzánk beküldött próbatesteket) készített.

*b) Eloszlások és sztochasztikus összefüggések*

A I. 18 órás kopások (VD és Hd) eloszlásfüggvényei (együtt a 32.60. ábrán) közel normálisak, kedvezőbbek, mint az 1987. évi első betonozási ütemből kiválasztott és



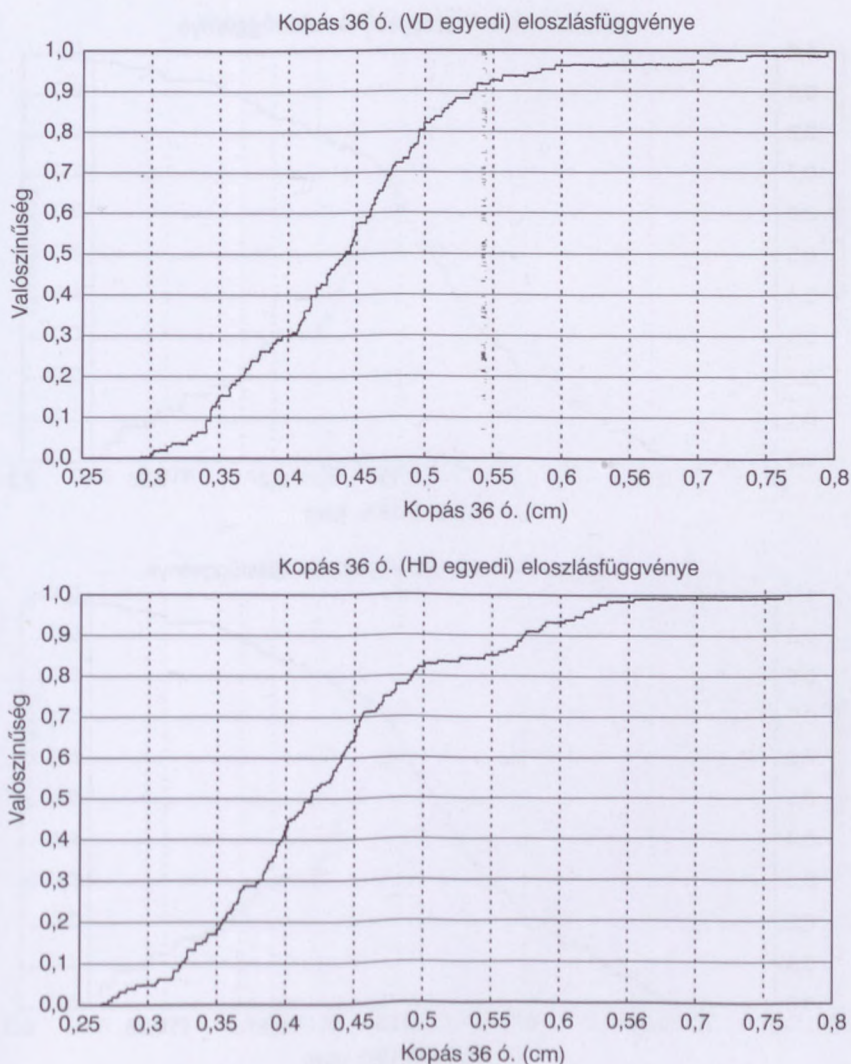
**32.60. ábra.** Kopás I. 18 ó. (VD egyedi) eloszlásfüggvénye



részletesen vizsgált 48 lap. (Ezeknek a roncsolásmentes, testsűrűség és kopás összefüggéseit elemeztük, de itt most nem részletezzük.)

A 36 órás (nem mértékadó) összes kopások (32.61. ábra) eloszlása VD-re kedvezőbb, közel normális, míg HD jobbra ferde, több a fölfelé kiszóródó eredmény (2 95%-os kvantilis VD-nél 0,55 cm, HD-nél pedig 0,6 cm), lényegében azonban egyenértékűek. Az eredeti szlovák minősítési javaslatnak (max. 0,4 cm összes kopás) VD-ből 30%, HD-ből 40% felelt volna meg.

A mértékadó II. 18 órás kopás követelménynek (0,2 cm alatt legyen) mindkét vállalat betonja teljesen egyformán felelt meg (32.62. ábra): az egyedi eredményeknek egyformán 15%-a esik e határ fölé. Az átlagoknak eloszlása kedvezőbb: itt ismét

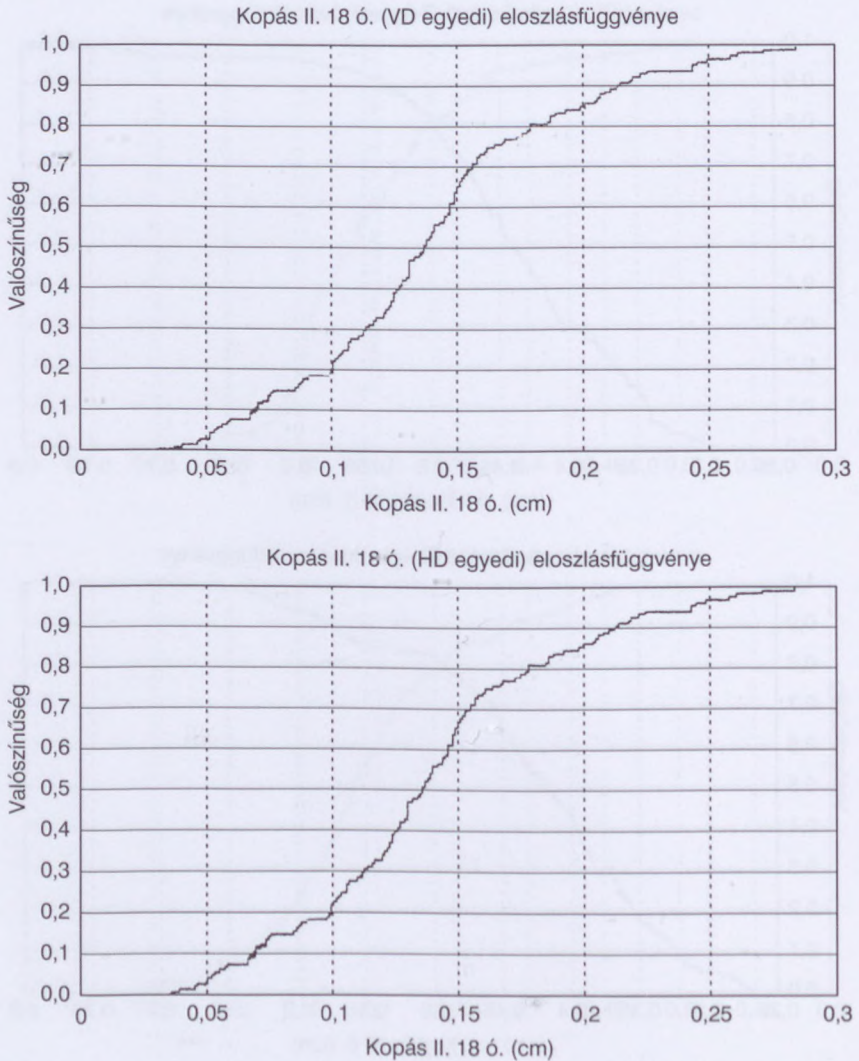


32.61. ábra. Kopás I. 36 ó. (VD egyedi) eloszlásfüggvénye

egyformán 12–12% esik 0,2 cm fölé (32.63. ábra), noha a görbék nem fedik egymást pl. 0,1 cm alatti kopás VD-nél 12%-os, HD-nél 22%-os valószínűséggel fordul elő, stb., viszont a HD-nél van néhány felfelé kieső érték.

A sztochasztikus ponthalmazok szerint II. 18. órás és a 36 órás összes egyedi értékei közti összefüggés a VD betonokra szorosabb, egyértelműbb, mint HD-re, azaz a kéregképződés miatti különbség VD-nél kisebb és ez célszerűbb bedolgozást jelenthet.

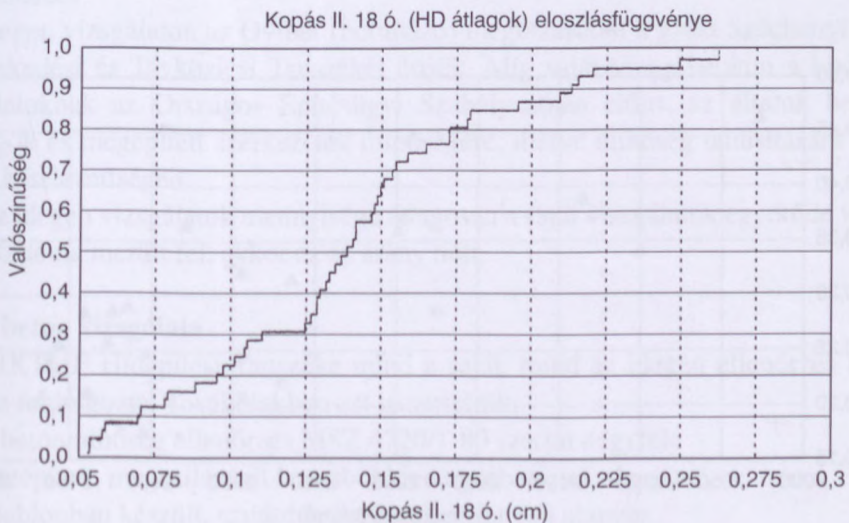
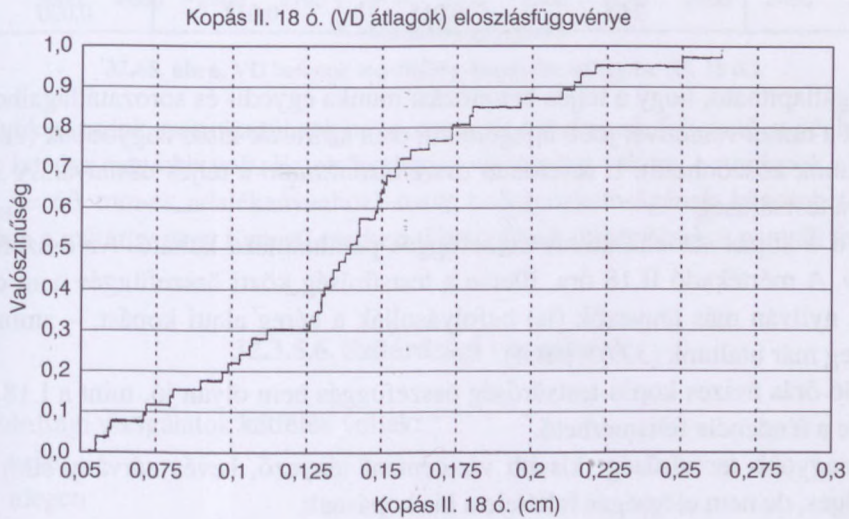
A használat során először a leggyengébb helyeken jelenik meg a hiba, és ezt az első menetben (I. 18 ó) gyengébbnek bizonyult esetek jelenthetik: e tekintetben *nem* az összes kopásra legrosszabb értékek száma (VD-nél csak kb. 2,5%, HD-nél kb. 6%



32.62. ábra. Kopás II. 18 ó. (HD egyedi) eloszlásfüggvénye



van 6 cm fölött), hanem a I. 18 óra kopásra leggyengébb értékek darabszáma az irányadó: a 32.60. ábra szerint a VD-eloszlás jobbra ferdebb, mint HD, s így 0,4 cm fölött ugyan VD-nél kevesebb, de 0,45 cm fölött már valamivel több eredmény van. A különbség egészen kicsi, de mégis elképzelhető, hogy a sokéves egyforma igénybevételű üzem után az *első* hiba egy VD burkolóbetonban jelentkezik, – azután pedig a HD-nél lesz több, s *végül a két beton teljesen egyformán viselkedik*: a I. 18. óra kopások eloszlása 0,25 és 0,35 cm közt pontosan fedik egymást.



32.63. ábra. Kopás II. 18 ó. (HD átlagok) eloszlásfüggvénye

c) 24 db kiválasztott lap testsűrűség-kopás összefüggése

A V 181 és V 593 jelű próbatestek közti időszakból (88.03.18-89.03) taláalomra kiválasztottunk 24 db olyan lapot, amelyeknek kopásai közt aránylag nagy különbség volt: a 36 óra összes kopás 0,259 cm-től (V 531-es lap) 0,582 cm-ig terjedt (V 581-es). A testsűrűségek és kopások statisztikai adatait az alábbi tartalmazza: 24 db kiválasztott lap kopási és testsűrűség adatai

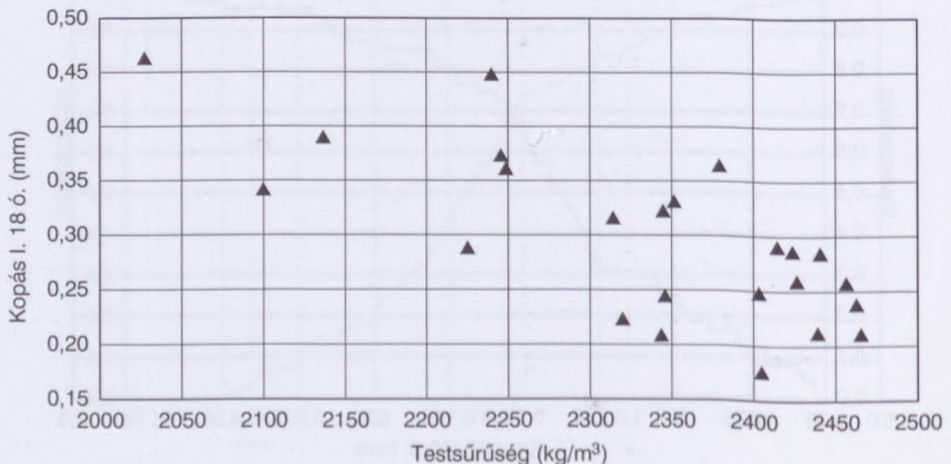
Stat. jellemző	Testsűrűség kg/m <sup>3</sup>	Kopás, cm		
		I.18. ó	II.18. ó	36 ó összes
átlag	2333	0,2999	0,144	0,412
szórás	24,5	0,015	0,012	0,020

Megállapítható, hogy a teljes betonozási munka egyedi- és sorozatátlagaihoz képest ez a minta valamivel jobb átlagértékű, de a szórások kissé nagyobbak (ez a *válogatásnak* köszönhető). E rész minta *összehasonlítható* a teljes mintával. A 32.64. ábrán a testsűrűség

I. 18 ó kopás sztochasztikus összefüggés ponthalmaza látható. Az összefüggés *elég jó*. A mértékadó II.18 óra, illetve a testsűrűség közti összefüggés nem egyértelmű: nyilván más tényezők (is) befolyásolják a kéreg alatti kopást, – amint erre előzőleg már utaltunk (32.65. ábra).

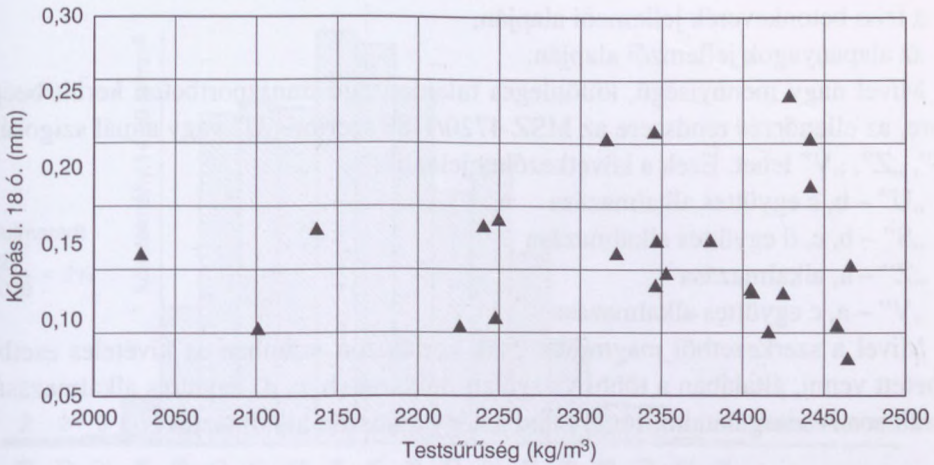
A 36 órás összes kopás-testsűrűség összefüggés nem olyan jó, mint a I.18 órásé, de a tendencia felismerhető.

A nagyobb testsűrűség (kisebb víz-cement tényező, kevés zárvány stb.) tehát szükséges, de nem elégséges feltétele a kis kopásnak.



32.64. ábra. VD betonok testsűrűség-kopás összefüggése (I. 18 ó.)





32.65. ábra. VD betonok testsűrűség-kopás összefüggése (II. 18 ó.)

Munkatársaink szerint a túl sok nagy szemcsét tartalmazó, feltehetően péphiányos lapok kopása nagyobb volt. Ez elsősorban a viszonylag vékony betonlapok (10 cm, –  $d_{\max} = 63$  mm-es adalékanyaghoz) rossz bedolgozhatóságának köszönhető, ami azonban a műtárgy nagy tömegű szerkezeti betonjának tömörítésekor nem áll fenn.

### 32.3.5.6. Szilárdsági vizsgálatok

A szilárdsági vizsgálatok kétfélék voltak:

- saját,
- idegen

vizsgálatok.

Idegen vizsgálaton az Oviber (beruházó) megbízásából a győri Széchenyi István Közlekedési és Távközlési Tanszékét értjük. Míg saját vizsgálatokon a kivitelező vállalatoknak az Országos Építésügyi Szabályzatban előírt, az általuk beépített anyagok és megépített szerkezetek minőségére, illetve minőség tanúsítására vonatkozó kötelezettségeit.

Az idegen vizsgálatok mennyisége átlagosan a saját vizsgálatok egyötöde volt, de ha probléma merült fel, akkor ez az arány nőtt.

#### a) A beton vizsgálata

A SzIKTMF Hídépítési Tanszéke mind a saját, mind az idegen ellenőrzés adatait együtt feldolgozta. Továbbiakban ezt ismertetjük:

A betonminőség ellenőrzés MSZ 4720/1-80 szerint négyféle

- a) a beépített, megszilárdult betonból kivett próbatestek alapján,
- b) a sablonban készült, szilárd próbatestek jellemzői alapján,

- c) a friss betonkeverék jellemzői alapján,
- d) az alapanyagok jellemzői alapján.

Mivel nagy mennyiségű, különleges tulajdonságú transzportbeton került beépítésre, az ellenőrzés rendszere az MSZ 4720/1-80 szerinti „U” vagy annál szigorúbb „S”, „Z”, „V” lehet. Ezek a következőket jelentik:

- „U” – b, c együttes alkalmazása
- „S” – b, c, d együttes alkalmazása
- „Z” – a, alkalmazása
- „V” – a, c együttes alkalmazása.

Mivel a szerkezetből magmintát csak korlátozott számban és kivételes esetben lehetett venni, általában a többi vizsgálati módszer (b, c, d) együttes alkalmazására került sor. A vizsgálataink során mind a négy módszert alkalmaztuk.

#### *a) Vizsgálatok a beépített, megszilárdult betontól kivett próbatestek alapján*

Betontól magmintavételezésrel próbatesteket kivételes esetekben vettünk, amikor egyéb vizsgálatok (pl. próbakocka, Schmidt-kalapácsos vizsgálat) alapján valamilyen rendellenesség gyanúja merült fel, és döntő vizsgálatra volt szükség.

A fagyásnyomás 1. jelű pillér vizsgálatáról 1989. január 11-én jelentést készítettünk, mely tartalmazta a magminták törési eredményeit és a Schmidt-kalapácsos vizsgálatot. A vizsgálat alapján a mélyebben fekvő részek szilárdsága az utószilárdulás figyelembevételével megfelelő volt, de a felső kb. 10 cm vastag réteg eltávolítását javasoltuk.

Ugyancsak 1989 januárjában a Segédhajószilip T-hézag 5. mezőben magmintavételrel próbáltuk megállapítani a beton szilárdságát (mely nem megfelelő voltát a próbakockák és Schmidt-kalapácsos vizsgálat is jelezte). A magmintavétel közben a beton a gyenge szilárdság miatt szétmorzsolódott. A két kivett minta szilárdsága értékelhetetlenül kicsi volt, így a beton bontását javasoltuk. A tárgyban a BME Építőanyagok Tanszéke is készített szakvéleményt, mely a lehetséges okokat elemzi.

#### *b) Vizsgálatok a sablonban készült, szilárd próbatestek jellemzői alapján*

A Dunakiliti Duzzasztómű építése kapcsán felhasznált beton minőségét a kivitelező vállalatok által végzett vizsgálati eredmények összegyűjtésével és saját mintavétellel is ellenőriztük. A vizsgálati eredményeket tartalmazó összesített listánkat féléves rendszerességgel az OVIBER részére megküldtük.

Összesen 1401 vizsgálati eredmény jutott tudomásunkra, melyek mindegyike három-, illetve ötdarabos próbakocka-sorozat törési eredményéből származik.

A vizsgálati eredmények minőség szerinti bontásban a következők:

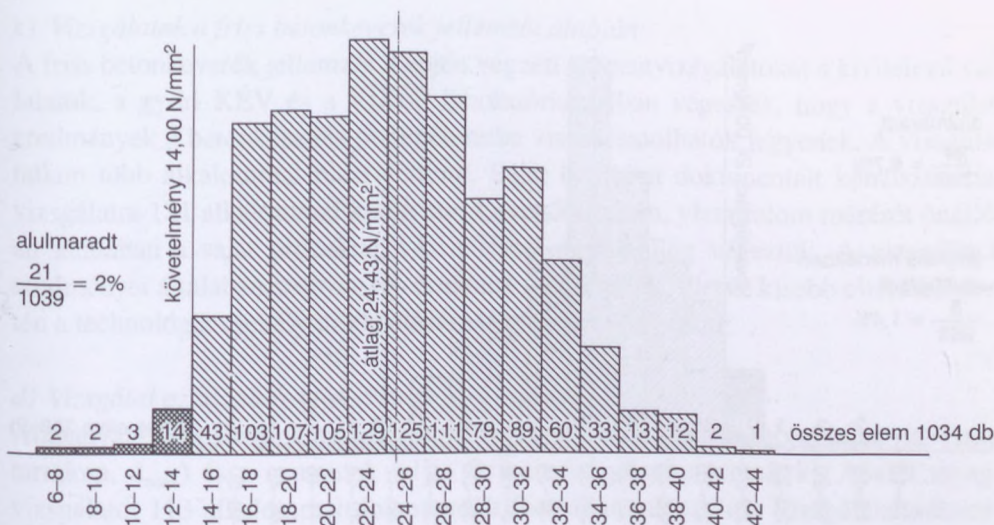
C12 1034 db vizsgálat

C16 9 db vizsgálat

C20 358 db vizsgálat.

A statisztikai feldolgozásra csak a két nagyobb mintamennyiség volt alkalmas.





**32.66. ábra.** A Dunakiliti Duzzasztómű építésénél felhasznált C12 nyomószilárdsági osztályú betonok jellemző értékeinek gyakorisági hisztogramja 1034 db kocka szilárdságvizsgálata alapján.

A kis mennyiségben beépített *C16 nyomószilárdsági osztályú* betonokkal egyébként sem volt probléma, a kilenc vizsgálat egyenként is meghaladta a kívánt minősítő értékeket (19,00 N/mm<sup>2</sup>) és átlaguk 24,12 N/mm<sup>2</sup> volt.

A C12 és C20 minőségi osztályú betonok szilárdságvizsgálatai eredményeit statisztikailag feldolgoztuk. Megvizsgáltuk, található-e valami eltérés a különböző időpontokban készített betonok között.

A táblázat alapján belátható, hogy a betonminőségek az időtartamok szerint nem különböznek egymástól, így a továbbiakban egységesen kezeljük azokat.

A C12 nyomószilárdsági osztályú betonok jellemző értékeinek gyakoriság hisztogramját a 32.66. ábrán adjuk meg. A statisztikai értékeléshez tudni kell, hogy ezek a betonok több mint három év alatt folyamatosan készültek, tehát egy tétel elemeinek nem tekinthetők. A vizsgálati eredmény jellemző értékét az egyes törési eredmények átlagából a következő képlettel számítottuk:

$$R_k = R_m - k \cdot t \cdot s$$

ahol  $R_m$  a vizsgálati eredmények átlaga, N/mm<sup>2</sup>

$k$  a szilárdságoszlását figyelembe vevő tényező  $k = 0,540 + 0,1027 \cdot \sqrt{R_m}$

$t$  Student-féle tényező (MSZ 4720/2)

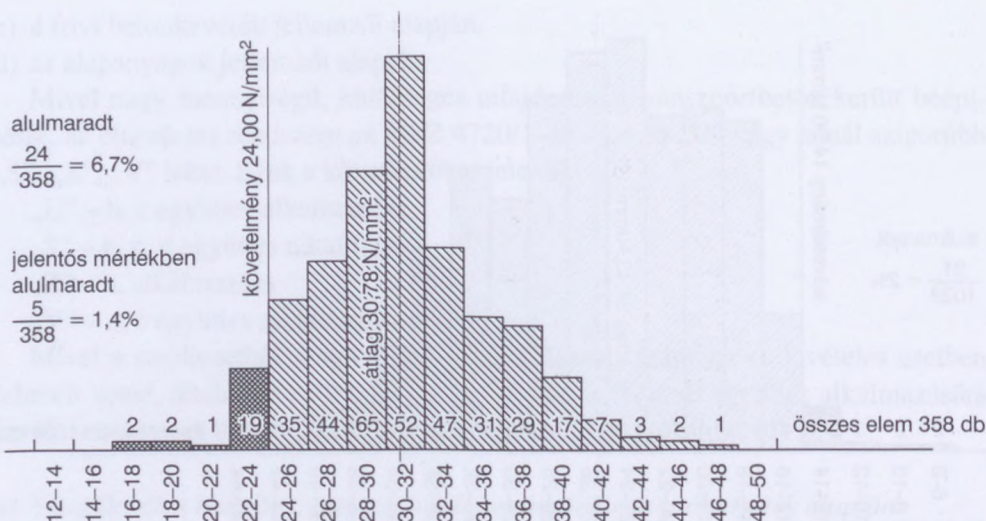
$s$  a szórás, N/mm<sup>2</sup>.

Három próbatest vizsgálata esetén a  $t$  tényező értéke

$$t = 2,28$$

volt.





**32.67. ábra.** A Dunakiliti Duzzasztómű építésénél felhasznált C20 nyomószilárdsági osztályú betonok jellemző értékeinek gyakorisági hisztogramja 358 db kocka szilárdságvizsgálata alapján

A C12 nyomószilárdsági osztályú betonok átlagszilárdsága 29,41 N/mm<sup>2</sup> volt.

Mint látható, az átlagszilárdság erőteljes emelésével, sok esetben feleslegesen jó beton előállításával tudták a kivitelező vállalatok a nagy szórást ellensúlyozni úgy, hogy a beton jellemző értéke a minősítő értéknek megfeleljen. Bár a 32.66. ábrán kimutatott 2% már nem az egyedi eredmények, hanem a 3–5 darabos minták jellemzői értékeinek alulmaradási szintjét mutatja, az mégis megállapítható, hogy a Dunakiliti Duzzasztómű építése során felhasznált C12 nyomószilárdsági osztályú betonok összességében megfeleltek a szilárdsági követelményeknek.

Az összességében való megfelelés természetesen nem zárja ki azt, hogy egyes helyeken (lásd 2%) valamilyen mulasztás következtében gyengébb beton került beépítésre. Ezekre a helyekre a megbízó OVIBER figyelmét felhívtuk és itt megfelelő intézkedések történtek (tervező értesítése, bontás, további vizsgálatok stb.).

A C20 nyomószilárdsági osztályú betonok jellemző értékeinek gyakorisághisztogramját a 32.67. ábrán adtuk meg. A C20 nyomószilárdsági osztályú betonok átlagszilárdsága mintegy 36 N/mm<sup>2</sup> volt.

Megállapítható, hogy a C20 jelű betonok esetén az átlag túllépése nem olyan nagy mértékű, mint a C12 betonok esetén. Mivel az átlagot nem emelték meg, több ízben fordult elő a nagy szórás miatti alulmaradás (24 eset 6,7%).

Ha a 90%-ot meghaladó mértékű alulmaradásokat tekintjük csak, az alulmaradás szintje az elfogadható 1,4%-ra csökken (minősítő értékekre vonatkoztatva). Összeítve megállapítható, hogy a Dunakiliti Duzzasztómű építése során felhasznált C20 nyomószilárdsági osztályú betonok megfelelnek a szilárdsági követelményeknek.

Fagyállóság szempontjából három sorozaton végeztünk saját vizsgálatot, mely alapján az összetétel fagyállósága megfelelő volt.



c) *Vizsgálatok a friss betonkeverék jellemzői alapján*

A friss betonkeverék jellemzői alapján végzett sorozatvizsgálatokat a kivitelező vállalatok, a győri KÉV és a VÍZÉP laboratóriumaiban végezték, hogy a vizsgálati eredmények a betonkészítés paramétereibe visszacsatolhatók legyenek. A vizsgálatokon több alkalommal részt vettünk. Saját önállóan dokumentált konzisztencia-vizsgálatra 121 alkalommal került sor. Levegőtartalom, víztartalom mérését önállóan általában a saját próbakocka-készítéssel egyidejűleg végeztük. A vizsgálatok eredményei általában szabványos értéknek megfeleltek, illetve kisebb eltérések esetén a technológia csekély módosításával korrigálhatók voltak.

d) *Vizsgálat az alapanyagok ellenőrzése alapján*

Alapanyag-vizsgálataink az adalékanyag vizsgálatára (szemmegoszlás, agyag-iszap tartalom,  $d_{\max}$ ) és a cementek teljes fizikai vizsgálatára terjedt ki. Adalékanyag-vizsgálatot 113 alkalommal dokumentált formában végeztünk. Vizsgálataink eredménye alapján döntöttek egyes adalékanyag felhasználhatóságáról.

A cementek vizsgálatát 65 esetben végeztük el.

A következőkben megadjuk az általunk vizsgált cementminták vizsgálati eredményeit, feltüntetve, hogy ha nem megfelelés következett be, annak okát. 62 mintavételből 8 esetben az alulmaradás mértéke jelentéktelen volt. A „!”-lel jelezett két esetben az alulmaradás 20% körüli volt.

A megbízóval egyeztetve kiderült, hogy ezen cementek másodrendű szerkezetbe kerültek beépítésre. A kivitelező vállalatok cementvizsgálatát ellenőrizve gyakorlatilag ugyanez a kép mutatkozott. *A felhasznált cementek megfeleltek a követelményeknek.*

A vizsgált jellemzők a következők voltak:

fizikai vizsgálatok: őrlési finomság, kötési idő, térfogatállóság,

mechanikai vizsgálatok: hajlító-húzó szilárdság, nyomószilárdság.

A cementek kémiai vizsgálatát egyéb szakintézmények végezték el. Az eredmény kielégítő volt.

e) *A betonacélok minőségvizsgálata*

A vizsgált jellemzők a következők voltak:

folyási szilárdság,

szakítószilárdság,

szakadó nyúlás,

folyóméretnövekedés.

A 105 mintavétel közül 24 esetben az alulmaradás mértéke jelentéktelen volt. Mindössze egy esetben („!” jelölve a táblázatban) találtunk olyan vizsgálati értéket, ahol a vizsgált érték jelentősen alulmaradt. A 064 jelű jegyzőkönyvben valószínűleg a szakadó nyúlás azért lett olyan kicsi, mivel a mintavételnél az anyagot tévedésből más minőségi osztályba sorolták. Szilárdsága, a megfelelőség itt is fennállt.



Összefoglalva, a kivitelező vállalatok vizsgálati eredményeit is figyelembe véve megállapítható, hogy a *felhasznált betonacélok megfeleltek* a követelményeknek.

### 32.3.5.7. Hőmérsékletmérések építés közben

A helyszíni hőmérsékletmérést a SZIKTMF Hídépítési Tanszéke végezte.

A mérési tartomány 0–80 °C, az elvárt leolvasási pontosság  $\pm 1$  °C volt. Az elektromos távmérésre a legalkalmasabbak az ellenállás-hőmérők. A nagyszámú (3500 feletti) mérőhely miatt azonban beszerezhető és olcsóbb érzékelőt kellett keresni. Több kísérlet és mérés után a szilíciumdiódát választottuk ki. Ez ugyan jóval olcsóbb, de hibája, hogy kicsi jelet ad és nagy az eredmény szórása. A kicsi jelet megfelelő mérőműszer kifejlesztésével, a szórást válogatással oldottuk meg.

A hőmérsékletméréshez a szilíciumdiódán a nyitóirányú feszültségcsökkenés hőmérsékletfüggését használtuk fel. A szilíciumdiódán 20 °C-on általában 600 mV-ra esik a feszültség, amely a hőmérséklet emelkedésével fokként kb. 2 mV-tal csökken. A mérőműszerrel ezt a feszültségváltozást mérjük C fokban.

A diódák karakterisztikájának felvételéhez legalább két hőmérsékleti ponton meg kell mérni a nyitóirányú feszültségeket (hitelesítés). A hőmérsékleten kívül az átfolyó áramtól is függ a feszültség, ezért a válogatáshoz is azonos mérőkapcsolást kell alkalmazni, mint a mérés folyamán. A méréskor ügyelni kell a pontos hőmérsékletmérésre és a mért diódák azonos hőmérsékletére. A méréshez a Hottinger-gyártmányú UPH-N3 típusú mérési adatgyűjtőt használtuk.

A diódákat egyszerre (70-70 db-ot) egy táblára forrasztottuk fel, amelyet dugaszolható csatlakozóval kapcsolunk össze a mérőműszerrel. Öt ilyen táblán egyszerre 350 db diódát mértünk egy sorozatban. A referencia-hőmérsékletet egy platina ellenállás-hőmérő adta. A válogatási pontosság  $\pm 0,5$  mV (amely  $\pm 0,25$  °C hőmérsékleteltérést jellemez).

A két különböző hőmérsékleten végzett mérés eredményeit számítógéppel dolgoztuk fel. A számítógép táblázatosan szétválogatta a diódákat és a +20 °C-ra érvényes nyitófeszültség és meredekség szerinti kódszámmal jelölte meg. A diódákat 1 mV-os sávonként (0,5 °C leolvasó képességnek felel meg) azonos kódszámmal láttuk el, s csak az azonos meredekségűeket használtuk fel.

A hőmérsékletmérés során több mint 3500 diódát válogattunk át.

A különböző betonrétegekhez az előre meghatározott számú mérési helyű és megfelelő hosszúságú kábeltömeg készült. A köteg műszer felőli végére dugós csatlakozót, míg a mérőhelyekre válogatott diódákat forrasztottunk. A diódákat a nedvesség ellen műgyantával vontuk be. Az így elkészített kábeltömeget műanyag védőcsőbe tettük, amelyet a mérőhelyeknél kifűrésztünk.



Az elkészített mérőszondát szobahőmérsékleten bemértük. A csatlakozóra forrasztottuk az azonosító ellenállást, amely a kijelző műszert a diódáknak megfelelő érzékenységre állítja be.

Az így elkészített szonda diódáit végigmérve ellenőrizhettük a válogatás pontosságát, illetve a pontatlanságát.

A hőmérsékletmérés során 398 db mérőszonda elhelyezését terveztük (90 db-ot alaplemezen, 168 db-ot pillérben, 140 db-ot hajózó úton). Ebből a munka során 180 db mérőszondát készítettünk el.

A mérőműszer összehasonlítja a dióda nyitóirányú feszültségét egy, a mérőszondához rendelt, az azonosító ellenállással beállított feszültséggel („aut” állás-automatikus üzemmód) vagy a dióda kódszámának megfelelő kapcsolóálláshoz rendelt feszültséggel (kézi üzemmód). A diódák 20 kódcsoportjának megfelelően kézi üzemmód esetén 20 fokozatú kapcsolót építettünk be. Az így mért feszültség egy 3 1/2 digités LCD kijelzőn közvetlenül a hőmérsékletet mutatja, tizedfok felbontással. Az „out” állás előnye, hogy méréskor (a rossz fényviszonyok, nehéz megközelíthetőség, gyors mérés igénye) könnyen tévesen lehet kapcsolni. A mérőműszer elem táplálású a mozgathatóság érdekében. A mérőszondához DS 121 sorozatcsatlakozókat használtunk.

A szondákat a kijelölt mérési pontokon általában az acélbetétekhez rögzítettük. A szondák a mérési pontnak megfelelő jelzést kaptak a mérési pont azonosíthatósága végett. A műszerhez kapcsolódó végét a szennyeződés ellen védve a betonozási szint felett kötöttük meg. Az alsóbb szintek vezetékeit az egyes rétegek elkészülte után vezettük feljebb.

A méréssorozat folyamán a 180 db elkészített mérőszondából 140 db-ot építettünk be a helyszínen.

A betonhőmérsékleteket a betonozás kezdetétől, illetve a rábetonozástól lehűlésig (a hőmérséklet kiegyenlítődéséig, amikor a maximális hőmérséklet-különbség 2 °C) naponta mértük.

A mérési eredményeket a betonhőmérséklet-mérési naplóban jegyeztük fel naponta, amelyet mérőhelyenként a betonhőmérséklet-mérési jegyzőkönyv(ek)ben rögzítettünk.

Minden mérőhelynek (vizsgálati helyek) azonosító jelet adtunk.

A mérési naponként készített *Betonhőmérséklet-mérési napló*ban az arra a napra jellemző adatokat tüntettük fel:

- a mérés időpontja (év, hónap, nap, óra),
- a mérést végző személy,
- a légköri viszonyok:
  - levegő hőmérséklete (°C),
  - csapadék (szórványos zápor, eső, hó, dér, köd),
  - napsugárzás erőssége (gyenge, közepes, erős, változó, felhős, borult),
  - szél erőssége (szélcsend, gyenge, közepes, erős, viharos),



- vizsgálati helyenként a mért hőmérsékleti értéke,
- megjegyzések: kizsaluzás időpontja?  
takarás (fólia, hőszigetelés) időtartama,  
repedés jellege és megjelenésének időpontja, stb.

A hőmérsékletmérés eredményeit a BME Építőanyagok Tanszéke dolgozta fel. A hőmérséklet-mérési adatok, a beton húzó-hajlítoszilárdsága és nyomoszilárdsága ismeretében az alvállalkozó BME Építőanyagok Tanszéke tanácsával segítette a hőmérsékletmérés megbízhatóságát, értékelte a tömegbeton hőmérséklet-eloszlására felvett görbék helytállóságát, feldolgozta a mért adatokat, értékelte a tényleges hőmérséklet-eloszlás hatását a kéreg- és átmenő repedés veszélyére, az építkezés során a szükséges mértékben módosította a betontechnológiai előírásokat, folyamatos tanácsadással segítette a betonozási munkákat. A hőmérsékletmérésből levont tanulságok.

1. Amennyiben a maximális és minimális betonhőmérséklet különbsége a 10 °C-ot meghaladja, fennáll mind a kéreg-, mind az átmenő repedés veszélye. Ez azt jelenti, hogy az előzetes betontechnológiai előírásban szereplő 15 °C-os hőmérséklet-különbség szükséges, de nem minden esetben elégséges feltétel, s az adatok elemzése alapján a 10 °C maximális hőmérséklet-különbség adódott szükséges és elégséges feltétellül. A veszélyes helyzet (az eddigi mérések tapasztalata alapján) 20 °C feletti betonbedolgozási hőmérsékletnél és a betonozást követő 10 napon belüli 3–5 napos 25 °C feletti napi maximum léghőmérsékletnél következett be. Ezért a betonozási munkára megadott maximális 20 °C mértékadó hőmérsékletet

$$T_{\text{mértékadó}} = \frac{2T_{\text{beton}} + T_{\text{leveg}}}{3}$$

messzemenően be kell tartani.

2. A maximális és felső síkon mérhető minimális betonhőmérséklet különbségének csökkentése (a kedvezőbb hőmérséklet-eloszlás kialakítása) az alaplemez hőszigetelő és párazáró takarásával (fólia-terfil-fólia) hatékonyan biztosítható. ennek hővezetési tényezője 0,0425 W/mK volt. A hőszigetelés mellett a párazárásnak is nagy jelentősége volt. Ez a hőszigetelő réteg annyira kiegyenlítette a hőmérsékletet, hogy alatta a hidratációhő miatti hőérlelés ment végbe, a repedés veszélye elmúlt. A takarás akkor távolítható el, ha a hőmérséklet-különbség 10 °C alá süllyed, ez várhatóan 10 nap alatt bekövetkezik, a maximális 2 m-es fogásvastagság esetén. Ebben az esetben akkor léphet fel repedés, ha nem megfelelő napszakban (kora reggel) távolítják el a hőszigetelő réteget.
3. Az alsó sík és a maximum közötti hőmérséklet-különbség 20 °C alatti friss betonhőmérséklet mellett, nem haladta meg a repedésveszély szempontjából mértékadó 10 °C-ot.



4. A fogások közötti betonozási szünet optimális alsó határa 10–14 nap, de 7 napnál kevesebb nem engedhető meg.
5. Az átmenő repedés veszélyének csökkentése érdekében célszerű lenne az alaplemez szakaszolása függőleges munkahézagokkal (pl. a betontechnológiai leírás szerinti távolságban). A szakasz hosszát a kialakuló hőmérséklet-különbség és megengedett repedéstágasság (általában max. 1 mm) szabja meg.

## 32.4. Példák

### 32.4.1. Vasbeton medence megerősítése feszített és lövellt betonnal

[Györkéné Horváth (1998)]

1980-ban építették a DUNAFER Acélművek Kft. vasbeton szerkezetű DORR medencéjét, amely a gyártás során keletkező vasiszap ülepítésére szolgált.

A beérkező, vízzel hígított vasiszapot a medence tetején kialakított járófelületen mozgó technológiai berendezés állandóan kavarja. A vízperemen keresztül a leüleptett víz túlfolyik.

A medence oldalfalán – szabályos eloszlásban – függőleges, a fenéken sugárirányú repedések keletkeztek. A repedéseken át víz távozott, ami a lösz altalajon nem megengedhető.

A járókerék alatti járófelületek és az acél vízperem erősen megrongálódott. A vasbeton vízvályún felfagyási nyomok voltak láthatók.

#### *A statikai vizsgálat eredménye*

A 16 m átmérőjű medence 4 m magas hengerfala 1,5 m-re áll ki a földből. Ehhez egy méter magas csonkakúp fenéklemez kapcsolódik, mely a fenéken 1,2 m átmérőjű 0,70 m magas hengerfalhoz illeszkedik.

Az iszaptömeg 1,4 kg/l, de ez az üzemzavar esetén 1,9 kg/l-re is megnőhet. A vasiszap hőmérséklete még télen is legalább 20 °C.

A statikai számítás szerint a hengerfalban a hőmérséklet különbségből kétszeres húzóerő keletkezik az iszapterhelésből megállapítható húzóerőhöz képest. A két húzóerő együttesen több mint háromszorosa a vasbeton fal teherbírásának.

#### *A medence javítása*

A medence vízzáróságát csakis a szerkezet teherbírásának helyreállításával lehet elérni, amire a szerkezet utófeszítése látszott a legalkalmasabbnak. A 16 m átmérőjű hengerfalon abroncsszerűen alkalmazott 11 db feszítőpászma – egyenként 20 kN feszítőerejű – nemcsak a függőleges hengerfal húzási teherbírását állította helyre, hanem a ferde fenéklemezre gyakorolt nyomása miatt az itteni repedésék megnyíla-



sát is megátolta. A feszítést korrózió ellen háromszorosán védett, 1770/1860 N/mm<sup>2</sup> T15 feszítőpásmákkal készítette el a kivitelező. A lehorgonyzófejeket lövellt betonból kialakított vasbeton tömbbe ágyazta.

A repedéseket feszítés után injektálták, majd a repedéseket és a vasbetonhibákat polimeres javítóanyaggal javították. A járófelületet acélszáltartalmú ipari padló anyagra cserélték, az acél vízperemet lecserélték. A medence külső falának földbe kerülő részét polimeres bitumennel, a föld feletti részét korrózióvédő anyaggal kenték be.

A megrendelő összesen 14 nap leürítést tudott biztosítani, ezért a munka négy ütemben folyt.

### *Összefoglalás*

A meghibásodás tervezési hibából adódott, ugyanis a hőterhelés felvétele pontatlan volt. A medence hiányzó teherbírását utófeszítéssel lehetett pótolni. A teljes kivitelezési idő, a két hónap alatt 14 napra kellett biztosítani az üzemszünetet, a munka nagyobb részét üzemeléssel egyidejűen végezték.

## 32.4.2. Vasbeton iszaprohasztókról a megvalósult műtárgyak tapasztalatainak tükrében

[Péter G. (2006)]

Az utóbbi években Magyarországon az európai uniós kötelezettségvállalásokkal összhangban jelentős fejlesztés zajlik a környezetvédelem, s szorosabb értelemben a csatornázás és szennyvíztisztítás területén. A kommunális jellegű beruházások nyilvánvalóan hozzájárulnak az életkörülmények javulásához, az ivóvízbázisok védelméhez és környezetünk rehabilitációjához.

A szennyvíztisztítás melléktermékeként keletkező szennyvíziszapok kezelése és végső elhelyezése ugyancsak fontos része a fent említett fejlesztéseknek. Különösen a nagyvárosok, vagy nagyobb régiók közös szennyvíztisztító telepein keletkezik szennyvíziszap olyan mennyiségben, melynek egyik célszerű kezelési módja a rothasztás. Az iszapkezelés ezen technológiája mellett keletkezett biogáz másodlagos energiaforrás, s annak hasznosítása szintén előtérbe került. Egyéb lehetséges alternatív energiatermelési megoldások között előkelő helyen szerepel, hiszen a szennyvíztisztításból adódóan folyamatosan rendelkezésre áll és az energiatermelés is folyamatossá tehető. Egyik jól bevált módja ennek a biogáz gázmotorban történő elégetése, és így villamos energia előállítása.

A fenti fejlesztések egyik szereplője a Mélyépterv Komplex Mérnöki Rt., ahol valamennyi érintett szakágban gyakorlott szakemberek tevékenykednek. A technológiai értelemben meglehetősen összetett és bonyolult folyamatok kiindulópontja maga a rothasztó műtárgy, mely szerkezettervezői szempontból nagy körülmekintést



igényel. A társaságunk szakemberei által készített kiviteli tervek alapján jelen szakcikk írása idején már a tízedik vasbeton iszaprohasztó műtárgyat építik. Az eddigi tervezési és kivitelezési tapasztalatok folyamatos – társaságon belüli – értékelése lehetővé tette a különböző vállalkozói felállásokban megvalósult nagy mérnöki műtárgyak visszatekintő értékelését és bizonyos tapasztalatok levonását.

### *Rothasztóról általában*

A már említett biogáztermelés műszaki és technológiai feltételei komplexen a szerkezettervező nézőpontjából nem értékelhetők, de néhány alapösszefüggés megállapítható. A rothasztók hasznos térfogata a szennyvíztisztítás során keletkező szennyvíziszapok mennyiségének a függvénye. A rothasztáshoz szükséges ösztérfogatot – víztechnológiai okok miatt – legalább két műtárgyban célszerű megosztani (elő- és utórohasztó). Ennek üzemviteli előnyei is vannak. Ugyanakkor telepenként egy darab rothasztó is gyakran előfordul, egyrészt kisebb iszapmennyiség, másrészt egyéb technológiai adottság ok miatt. A rothasztás folyamata a hosszú (15-20 nap) tartózkodási idő miatt meglehetősen állandó, így rövidebb idejű (1-2 nap) technológiai zavarok áthidalhatók. Nagyobb szennyvíztisztító telepek jelentős iszapmennyiségei esetenként kettőnél több rothasztóban is kezelhetők, azaz ilyen esetekben a darabszámot már leginkább a műtárgytervező szerkezeti optimumkeresése határozza meg.

A rothasztók összetett héjszerkezetű mérnöki műtárgyak, melyek erőjátékát több tényező befolyásolja. A témában átfogó ismertetés található *Péter és Tóth* (1999) hivatkozott cikkében.

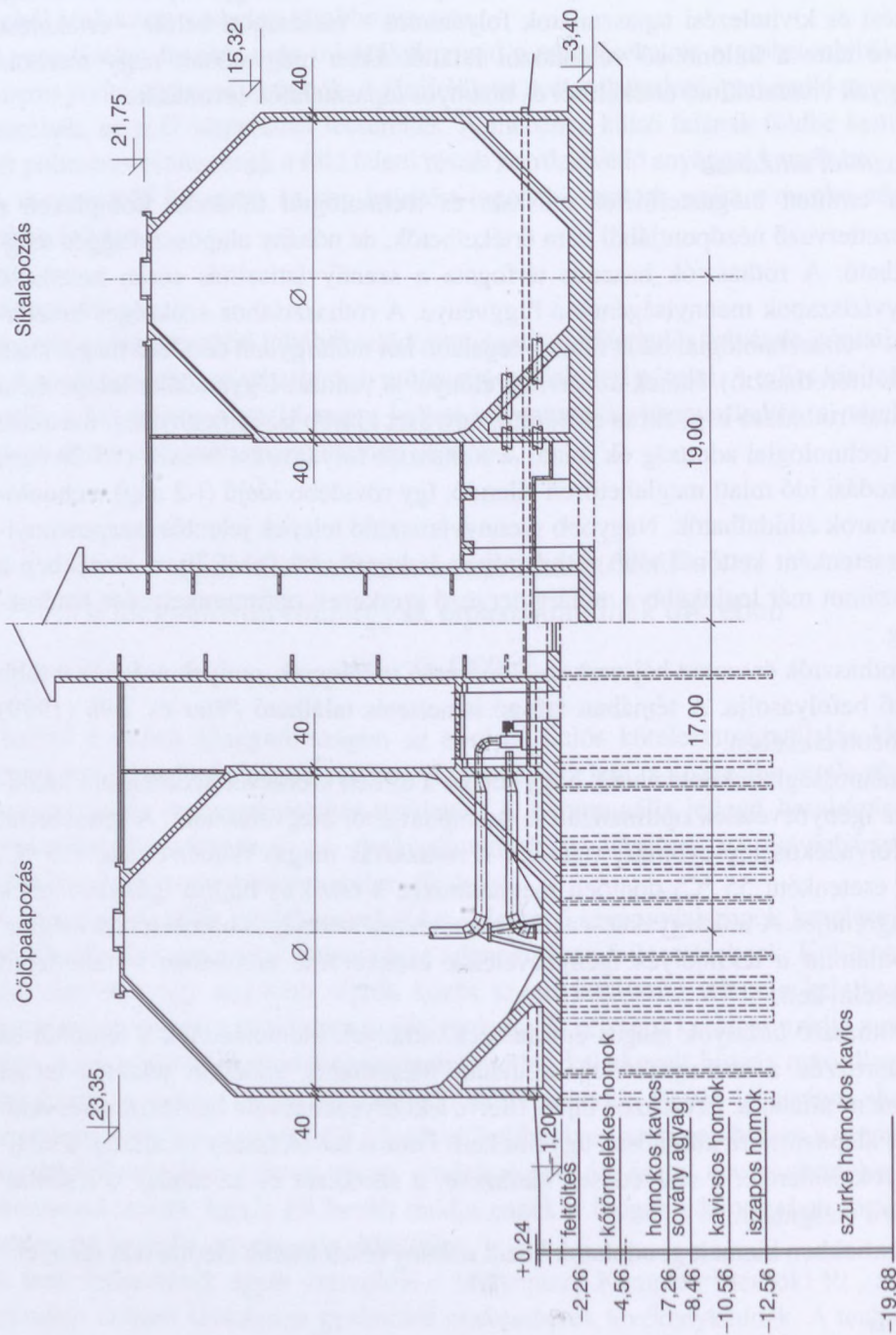
Általánosságban kijelenthető, hogy fontos a térbeli szerkezet geometriai kialakítását az igénybevételek optimalizálása szempontjából megválasztani. A rendszerint nagy folyadékoszlop-nyomás, valamint a rothasztás magas hőmérséklete (35 °C, illetve esetenként 55 °C) döntően meghatározza a húzó és hajlító igénybevételek nagyságrendjét. A műtárgyakat – az üzemeltetéshez szükséges hőmérséklet megtartása, valamint a tekintélyes igénybevételek csökkentése érdekében – feltétlenül hőszigetelni kell.

A rothasztó tartályok magas építmények, amelyek kiemelkednek a terepből és meghatározzák a szennyvíztelep arculatát. Méretükből adódóan jelentős terhet juttatnak az altalajra. Ezért azok tájba, illetve a környezetbe való beillesztésére, valamint az alapozásukra különösen ügyelni kell. Fontos követelmény az altalaj, a talajviszonyok ismerete, a süllyedések elemzése, a szerkezet és az altalaj kölcsönhatásának a vizsgálata.

A fentiekben kiemelt gondolatok közül néhány részletesebb elemzést is igényel.

### *Alapozás*

A rothasztó műtárgyak alapozásánál a tervezőnek nagyon körültekintően kell eljárnia, mivel a telepítési környezet a tisztított szennyvíz befogadójának közelsége miatt



32.68. ábra. Rothasztó alapozási változatai [Péter G.Z. (2006)]



általában mélyen fekvő, magas talajvízállású terület, ahol a legkritkább esetben található a felszín közelében teherbírára alkalmas jó talaj. A tapasztalatok szerint ezeken a helyeken – átázott finomszemcsés puha talajokra, vagy a telepen – tereprendezés címén elkészült tömörítetlen, vegyes szerkezetű feltöltésre lehet számítani.

A telepítés helyén elengedhetetlen az altalaj több fúrással történő feltárása. A fúrások kiosztását és mélységét úgy kell megválasztani, hogy a várható süllyedési határmélységig képet alkothassunk a talajrétegződésről a rétegek alaprajzi elhelyezkedéséről, valamint azok vastagsági változásáról.

Egy esetlegesen excentrikusan beékelődő puha réteg, vagy jelentős rétegvastagság-változás a felszínközeli teherbíró talaj alatt – akár több méter mélységben is – a rothasztók, vagy a lépcsőház megengedhetetlen ferdüléséhez vezethet.

Az alapozás szintjének és módjának megválasztását alapvetően adott felszerkezet mellett – a várható építési talajvízszint és a teherbíró talaj mélysége határozza meg.

A rothasztók alapozásánál – ikerelrendezés esetén – a terhelésből származó talajfeszültségek halmozódásának hatásával is számolni kell, ami a műtárgyak alaprajzi telepítésére, illetve az alapozás módjának megválasztására is hatással van (32.68. ábra).

Az eddig megépült rothasztó tartályok alapozásainál törekedtünk arra, hogy ahol lehetséges – az esetleges talajcserével kombinált síkalapozást tervezzünk. Ezen törekvésünk több esetben a vállalkozó más igényei miatt nem érvényesülhetett. Ilyen esetekben áttértünk a cölöpalapozásra és magasabbra helyeztük az építményt, ugyanis az építkezés indulásakor megemelkedett talajvíz miatt célszerűbb lett a magasabb szintről indított cölöpalapozás, mint a jelentős problémát okozó, víztelepítéssel kombinált talajcsere.

Természetesen ennek ellentéte is előfordult, mélyalapozás helyett talajcserés síkalapozás valósult meg. Az alapozási mód megváltoztatása a tervek módosításával járt, mivel a változás visszahatott az alaprajzi telepítésre és a szerkezeti kialakításra. Ezért az átdolgozások elkerülése érdekében a tervezés korai fázisában egyeztetni kell a kivitelezővel. Sajnos, az építési tervek készítésekor a kivitelező vállalat nem mindig ismert, így ezen esetekben nehéz az áttervezést elkerülni. Ismert kivitelező esetén a rothasztók alapozásánál a szakmailag korrekt, átgondolt műszaki megoldások közül úgy célszerű választani, hogy az a vállalkozó igényeinek is megfeleljen.

#### *A rothasztó formai, geometriai kialakítása*

A rothasztók formáját, térfogatát és geometriai méreteit a víztechnológiai követelmények szabják meg. A rothasztási technológia alapvető igénye, hogy a tárolóterben ne alakuljanak ki pangó terek, az iszap a rothasztás ideje alatt folyamatos mozgásban legyen. Ezt a követelményt a tartály ideális alakjának megválasztásával, vagy az adott geometriai alakhoz igazított keverési technológiával lehet kielégíteni.





A rothasztási technológiához igazán ideálisnak a tojásalak mondható, mely forma erőtanilag is kedvező. Ilyen alakú műtárgyban – függetlenül a keverési technológiától – ideális az iszap mozgása.

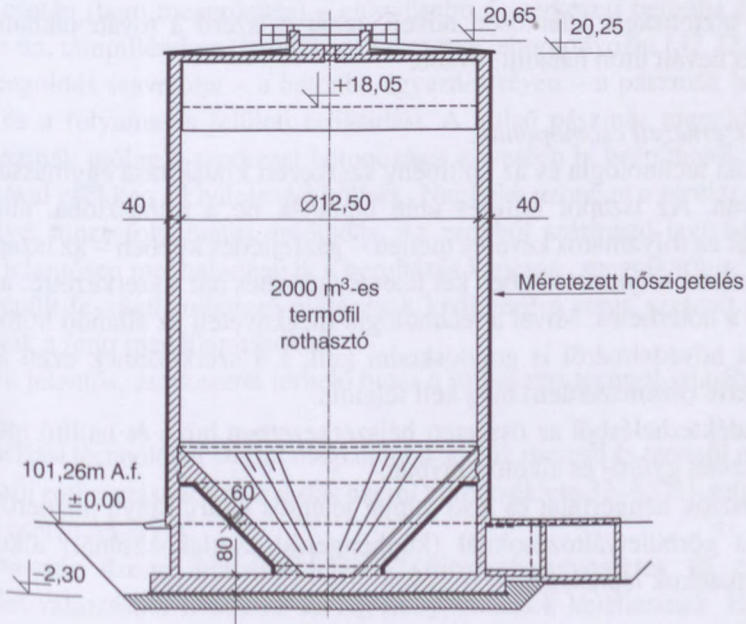
A 4000 m<sup>3</sup> hasznos térfogat felett egyértelműen létjogosultsággal bíró, tojás formájú rothasztók Magyarországon még nem épültek. Ennek egyik oka, hogy ilyen nagyságrendű műtárgyak – a debreceni 2×4500 m<sup>3</sup> rothasztó [Péter-Tóth (1997)] kivételével még nem készültek. A másik oka, hogy a szerkezeti szempontból is ideális kétszer görbült héjszerkezettel a kivitelezők a bonyolultabb zsaluzási igényekből fakadó árajánlatukkal a tenderekben nem lehettek versenyképesek.

Ezen tapasztalatok alapján a rothasztókat az ideális alakot megközelítő formával terveztük (hengeres forma, alul-felül kúppal lezárva). Ilyen kivitelben készültek az 1000-4500 m<sup>3</sup> közötti hasznos térfogatú rothasztók, egyedülálló és ikerelrendezésben.

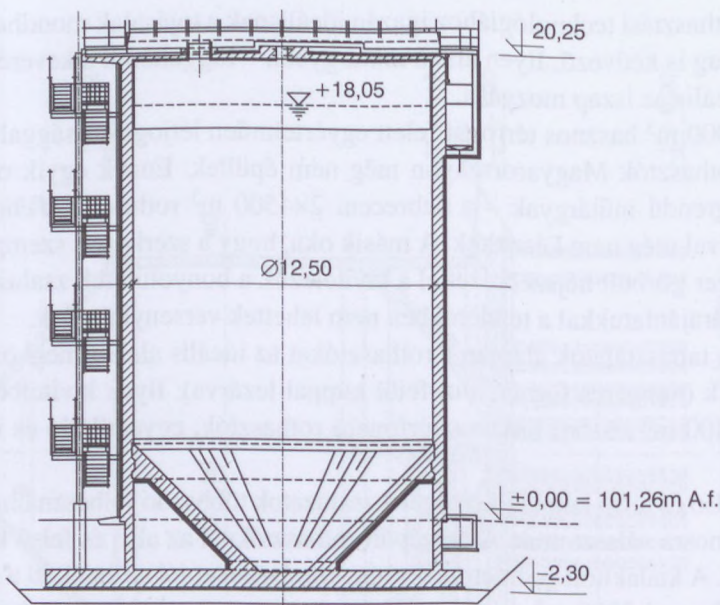
Az alsó és felső kúp hajlásszögét a zsaluzatok többszöri felhasználhatósága érdekében azonosra választottuk. A megépült rothasztóknál az alsó és felső kúp hajlásszöge 45° volt. A kialakított geometriai törvényszerűségeket jól szemlélteti a 32.69. ábra.

A dél-pesti 2000 m<sup>3</sup>-es rothasztó szerkezettervét a külföldi technológus tervező igényei szerint felül vízszintes, felül bordás födémlezárással készítettük (32.70. és 32.71. ábra).

A tervezett (kúp, henger, kúp) formájú, szivattyús és propelleres (lapátos) keverési technológiával működő, összetett, körszimmetrikus héjszerkezetű rothasztók – az



32.70. ábra. Dél-pesti 200m<sup>3</sup>-es iszaprothasztó A-A metszete [Péter G.Z. (2006)]



32.71. ábra. Dél-pesti 200m<sup>3</sup>-es iszaprohasztó B-B metszete [Péter G.Z. (2006)]

üzemeltetők egyöntetű véleménye szerint – kifogástalanul működnek. Beváltották a hozzájuk fűzött reményeket.

Az eddig tervezett, a fentiektől eltérő geometriai jellemzőkkel készült rohasztónál gépészeti módosításra volt szükség ahhoz, hogy a rendszer jól működjön.

Az ideális alakhoz közelítő geometriai kialakítás a rohasztás technológiájának, üzemének biztonságát jelentősen növeli, tehát célszerű a továbbiakban is a már kipróbált és bevált úton haladni tovább.

#### *Szerkezet, szerkezeti csomópontok*

A rohasztási technológia és az építmény szerkezeti kialakítása egymással kölcsönhatásban van. Az iszapot felfűtés után táplálják be a rohasztóba, ahol állandó hőmérséklet és folyamatos keverés mellett – gázfejlődés közben – az iszap kirohad.

A rohasztási folyamat közben két jelentős terhelés hat a szerkezetre: a folyadékterhelés és a hőterhelés. Mivel a technológia megköveteli az állandó hőmérsékletet, a szerkezet hővédelméről is gondoskodni kell, s a szerkezetnek ezen állandósult hőmérsékletre (üzemszerűen) meg kell felelnie.

A folyadékterhelésből az összetett héjszerkezetben húzó és hajlító igénybevételek keletkeznek gyűrű- és alkotóirányban.

A rohasztók hengerfalai és alsó kúpjai jelentős gyűrűirányú húzóerővel terheltek, míg a görbületváltozásoknál (kúp-hengerfal csatlakozásánál) alkotó irányú hajlítónyomatékok lépnek fel.



A gyűrűirányú húzóerőket 2000–2500 m<sup>3</sup> hasznos térfogat felett a max. 0,1 mm repedéstágasság kielégítését biztosító nagyon sűrű lágyvasalás miatt célszerű feszítéssel felvenni.

A feszítőerő – teljes feszítés esetén – oly mértékű, hogy a szerkezet a folyadéknyomásból származó húzóerők ellenére nyomott marad.

2000–2500 m<sup>3</sup> hasznos térfogatú rothasztók esetén, az igénybevételek lágyvasalással is felvehetők, így a feszítés alkalmazásának a kérdését gazdasági és építéstechnológiai szempontok döntenek el.

Le kell azonban szögezni, hogy a feszítés által a szerkezetbe bevitt nyomóerő a vízzárás követelményét magasabb szinten elégíti ki, mint a 0,1 mm repedéstágasságra történő méretezés.

2500–4500 m<sup>3</sup> hasznos térfogatú rothasztók esetében az utófeszítést elegendő csak gyűrűirányban végezni a hengerfalán és az alsó kúpon. mivel a felső kúpban keletkező húzóerők nagyságrendje jelentősen kisebb és itt a lágyvasalással történő erőfelvétel különösebb nehézség nélkül megoldható.

Az alkotóirányú igénybevételek – ezen nagyságrendű rothasztóknál – a görbületváltásoknál alkalmazott jótékony hatású kiékelések miatt lágyvasalással is felvehetők.

A szerkezet utófeszítéséhez a jelenleg korszerűnek ítélt ún. csúszóbetétes feszítő pászmákat tervezzük be.

A csúszóbetétes pászmák elhelyezése történhet betonozás előtt a szerkezeten belül és utólag. szerkezeten kívül. Mindkét megoldás előfordul a hazai mérnöki gyakorlatban.

Véleményünk szerint a rothasztók utófeszítéséhez használt feszítőkábeleket – új szerkezet esetén (nem megerősítés) – előnyösebb a szerkezeti betonba építeni és a végüket az ún. támpilléreken (lizénákon) kivezetve lehorgonyozni (32.72. ábra).

Ez a megoldás szavatolja – a betonba ágyazása révén – a pászmák hosszú távú védelmét és a folyamatos felületi erőátadást. A külső pászmák megoldás előnye, hogy a pászmák utólag a szerkezet betonozását követően is beépíthetők. A lizénák elmaradásával csökken a kivitelezési költség. Nagyobb azonban a sérülés és a korrózió veszélye, nincs folyamatos erőátadás. Az ezekből származó javítási, felújítási költségek jelentősen meghaladhatják a beruházás kapcsán „megtakarított” összeget.

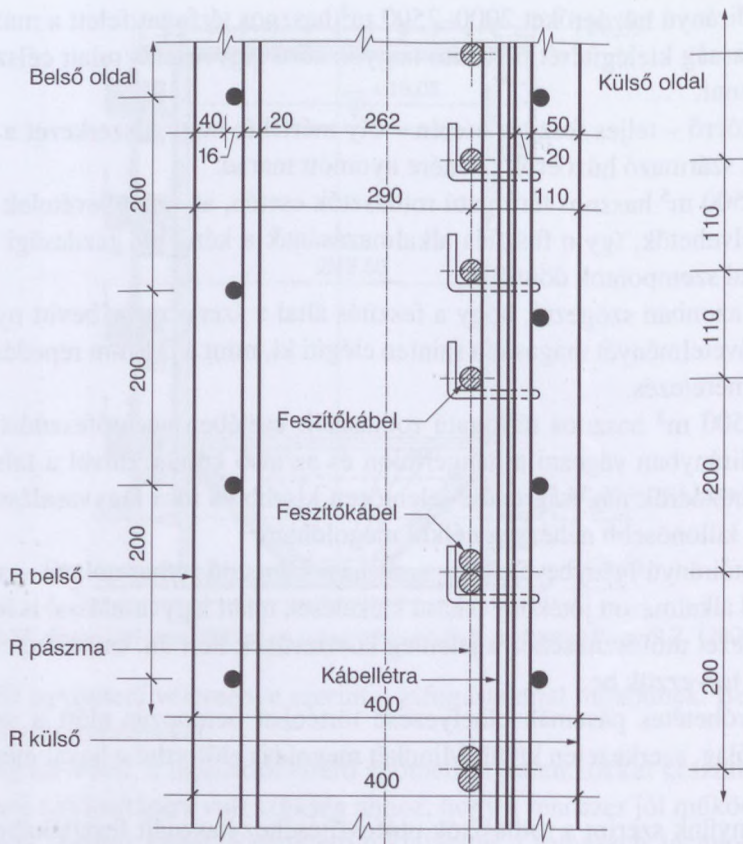
A megépült feszített rothasztó műtárgyak kivitelezése során szerzett tapasztalatok igazolják a fenti megállapításokat.

A másik jelentős, szerkezetet terhelő hatás a rothasztás technológiájából származó hőhatás.

A rothasztási technológia szerint megkülönböztetünk mezofil és tennofil rothasztást.

A mezofil rothasztásnál a rothasztás üzemi hőmérséklete 33–35 °C, míg a tennofil rothasztás esetén 55–57 °C.

A rothasztás üzemi hőmérsékletéből származó egyenletes és egyenlőtlen hőmérséklet-változásból húzóerők és hajlítónyomatékok keletkeznek. Ezen igénybevételek nagyságának csökkentése érdekében a szerkezetet külső – méretezett –



32.72. ábra. Betonkeresztmetszetben elhelyezett fűtőpásmák elrendezése [Péter G.Z. (2006)]

hőszigeteléssel kell ellátni. Helyesen méretezett hőszigeteléssel az egyenlőtlen hőmérsékletváltozásból származó igénybevételek jelentősen csökkenthetők.

Az egyenletes hőmérséklet-változásból -- az építési és a szerkezet üzemi állapotban beálló átlagos hőmérséklet különységéből -- a szerkezet görbületváltozásainál jelentős (a hőmérséklet-különbség növekedésével arányos) igénybevétel növekedés származik.

Jelenleg a mezofil rothasztási eljárás használatos Magyarországon. A rothasztók ennek megfelelően 33–35 °C üzemi hőmérséklet elviselésére képesek.

A kedvező külföldi tapasztalatok azonban előrevetítik a tennofil rothasztási eljárás közeljövőben történő magyarországi megjelenését, elterjedését.

Ennek kapcsán a jelenleg mezofil rothasztónak tervezendő műtárgyknál is célszerű lenne a szerkezetek méretezésénél és kialakításánál a magasabb hőmérséklet-hatásból származó igénybevételeket figyelembe venni. Ez az építési költség mintegy 5-7%-os becsült növekedését eredményezné, de megteremtene a technológiaváltás lehetőségét teljesen új beruházás, új szerkezet építése nélkül.



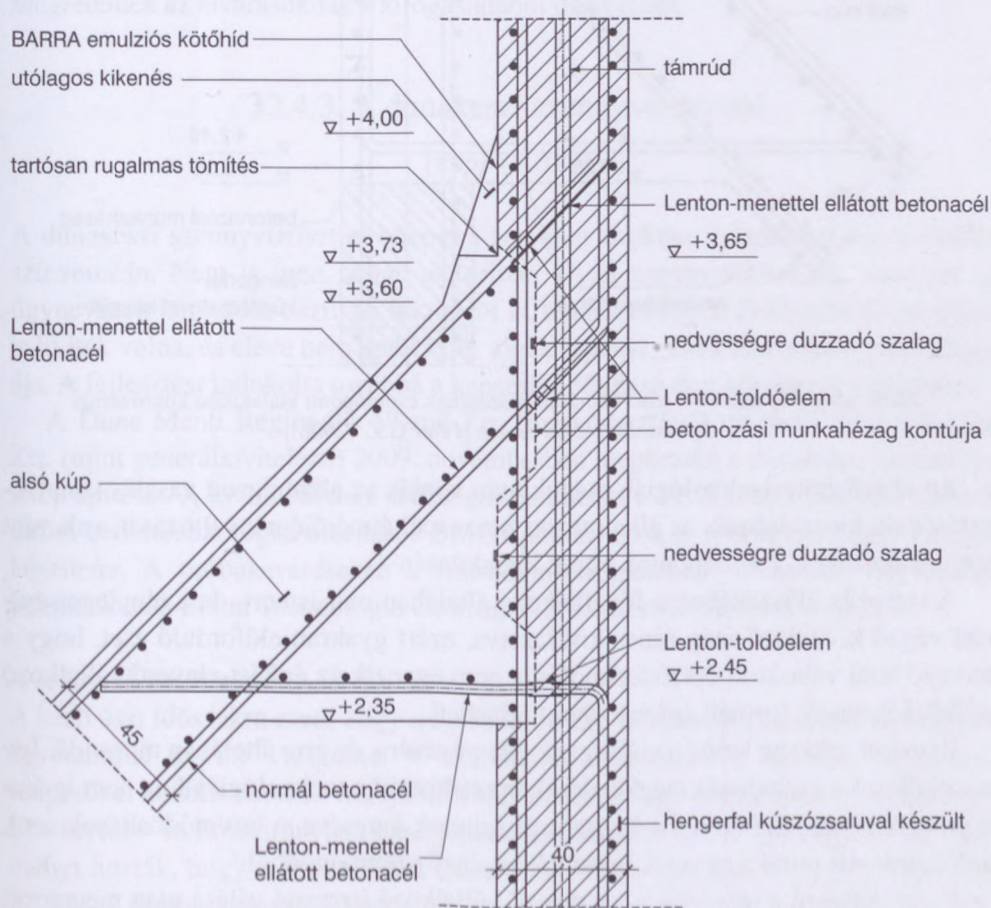
### Az építéstechnológia és a szerkezet összefüggései

A megépült rothasztók szerkezetének csomóponti kialakításait a kivitelező vállalkozó által alkalmazott építéstechnológiához kellett igazítani. Ezért minden tervezési feladat még azonos geometria esetén is eltérő volt.

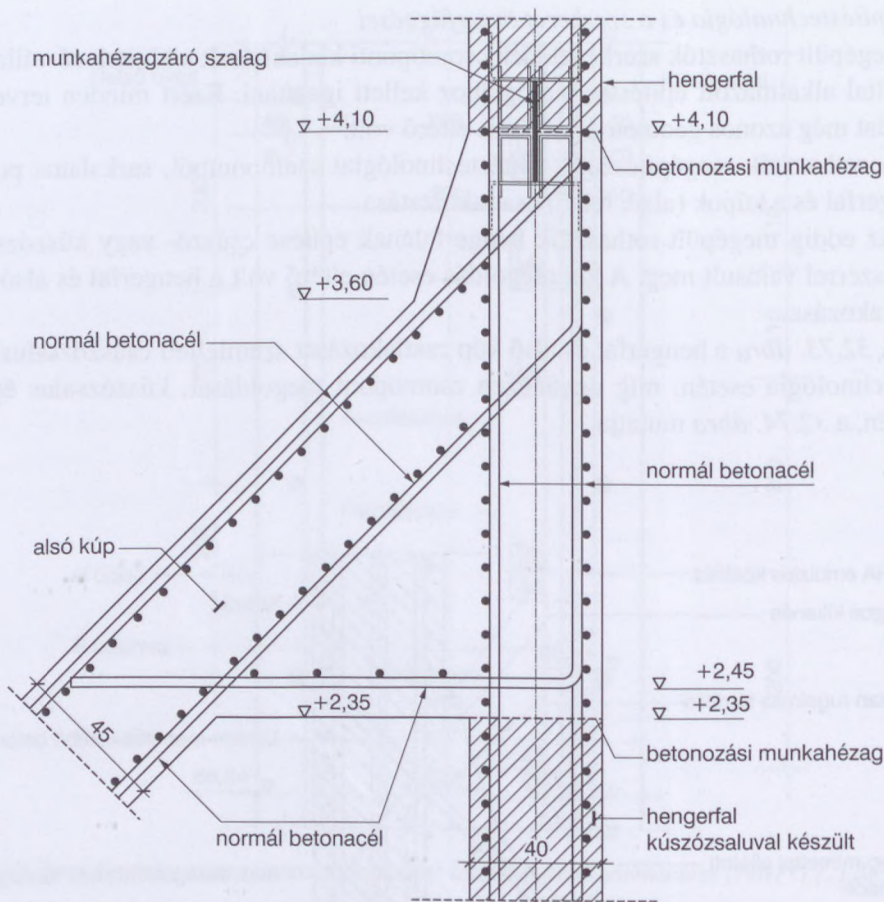
A rothasztók megépítésénél, építéstechnológiai szempontból, sarkalatos pont a hengerfal és a kúpok (alsó, felső) csatlakoztatása.

Az eddig megépült rothasztók hengerfalának építése csúszó- vagy kúszózsalus módszerrel valósult meg. A két megoldás esetén eltérő volt a hengerfal és alsó kúp csatlakozása.

A 32.73. ábra a hengerfal és alsó kúp csatlakozását szemlélteti csúszózsalus építéstechnológia esetén, míg ugyanezen csomópont megoldását, kúszózsalus építés esetén, a 32.74. ábra mutatja.



32.73. ábra. Hengerfal és alsó csomópont kapcsolatának kialakítása csúszózsalus építéstechnológia esetén [Péter G.Z. (2006)]



32.74. ábra. Hengerfal és alsó kúp csatlakozásának csomóponti kialakítása kúszózsalu építéstechnológia esetén [Péter G.Z. (2006)]

Az eltérő építéstechnológiák maguk után vonják az alkalmazott vasalás vonalvezetésének, kiosztásának, az alkalmazott betonacél átmérőjének változását, valamint a munkahézagok, csomópontok eltérő kialakítását.

A tervezés időszakában a fővállalkozó általában már ismert, de a tényleges építést végző kivitelező még nincs kiválasztva, ezért gyakran előfordul eset, hogy a tervező által választott építéstechnológia nem egyezik az építést elnyerő vállalkozó eszközkészletére formált építéstechnológiájával.

Ilyenkor szükség lenne a műtárgyak áttervezésére, de erre általában nincs idő. Így a vállalkozó a kivitelezés megkezdésekor szembesül a technológiájához nem igazodó megoldással. Ezt követi a kompromisszumok keresése, a termódosítások sora, ami hátrányos mind a tervező, mind a kivitelező szempontjából.

Ezért célszerű a tervezést a kivitelező vállalkozó ismertté válása után megtartott szerkezetegyeztető tárgyalások lefolytatását követően befejezni. Ez a műtárgy kivi-



telezésének görbülékenységét is elősegíti és az átgondolt, egyeztetett műszaki megoldással biztosítható az elvárt és megkívánt minőség.

### *Megállapítások*

A megépült rothasztók a szerkezetükkel szemben támasztott teherbírasi, alakváltozási követelményeket és a víz- és gázzáróságot minden esetben kellő mértékben kielégítették. A műtárgyak igazolták, hogy csúszószalus építéstechnológiával is lehet vízzáró szerkezetet készíteni, ha megfelelő a betonreceptúra és a hozzá tartozó betonbedolgozási és utókezelési technológia.

A műtárgyak elmozdulásai, süllyedései a számított és megengedett értékeken belül maradtak, köszönhetően a körültekintő talajfeltárásoknak és az alapozási megoldásokhoz rendelt vízfeltöltési utasításrendszernek. Az eddigi üzemeltetési tapasztalatok a megépült rothasztókkal kapcsolatban igen kedvezőek. A technológiai igények figyelembevételével készült rothasztó műtárgyak, szerkezeti szempontból, megfelelnek az elvárásoknak s kifogástalanul üzemelnek.

## 32.4.3. A dunakeszi szennyvíztisztító

[Papp (2010)]

A dunakeszi szennyvíztisztító telepet a hetvenes években építették a kor technikai színvonalán. Nem is igen voltak akkoriban olyan szennyvíztisztítók, amelyek az úgynevezett harmadik tisztítási fokozatot is, tehát a nitrogén és foszfor eltávolítását is tudták volna, és eleve nem épült ki az algák tápanyagának eltávolítási technológiája. A fejlesztést indokolta továbbá a kapacitás bővítése és a környezet védelme is.

A Duna Menti Regionális Vízmű Zrt. (mint beruházó) megbízásából a Keviépf Zrt. (mint generálkivitelező) 2009. novemberben megkezdte a dunakeszi szennyvíztelep építését. A kivitelezéshez szükséges betonokat a TBG Dunakeszi Kft. állította elő. A betontechnológiai utasítást a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék készítette. A próbakeveréseken a frissbeton-vizsgálatokat a tanszék képviselője jelenlétében a Beton Technológia Centrum Kft. közreműködésével végezték.

### *A cement kiválasztása*

A késő őszi időszakra esett, hogy a Ferrobeton Zrt. dunakeszi gyártócsarnokában az egyetemmel együtt vizsgáltuk a különböző cementekből, azonos víz-cement tényezővel készült betonok hőfejlődési folyamatát az egy köbméteres betontömbökben kereszt- és hosszirányban elhelyezett mérőszondákkal. A mérések azt az eredményt hozták, hogy a Duna-Dráva Cement Kft. váci gyárában készülő CEM III/B 32,5 N-S típusú cementnek legkisebb a hőfejlődése. 12,5 °C-os levegő-hőmérséklet esetén a beton legnagyobb hőmérséklete 30 °C volt, más cementeknél a 40 °C fokot is meghaladta.



A kis hőfejlődés miatt, valamint a beton szulfátállósági követelménye miatt választották ezt a cementet.

A cement kohósalak-tartalma minél több, annál ellenállóbb lesz a végtermék, valamint csökken a repedési hajlam.

A tökéletesen tömörített beton sem folytonosan tölti ki a teret, hanem a szemcsék közt, illetve a cementkő belsejében egymással kapcsolatban álló pórusok találhatók. A pórusokat méretük szerint három csoportba soroljuk, makro-, mezo- és mikropórusok különböztethetők meg.

### *Repedések kialakulása*

Repedéseket nem csupán az erőtani számításban szereplő igénybevételek okoznak, hanem minden olyan hatás, amely a betonban valaha is húzószilárdságot meghaladó húzófeszültséget ébreszt.

Ezek a következők:

- kapcsolódó szerkezetek hőmérséklet-különbsége,
- a friss betonnak a vasalás által gátolt plasztikus zsugorodása, illetve az ülepedése,
- kötésző, illetve az egyenetlen hűlés miatti lokális hőmérséklet-különbségek,
- betonacél-korrózió, betonkorrózió.

Minél inkább túltelített a beton, annál valószínűbb a friss betonban a repedések kialakulása.

A munkahézagok legnagyobb távolsága 10–12 m legyen, másként a beton óhatatlanul megreped. A munkahézag lezárásának vízzáró kiképzése nedvességre duzzadó profilokkal oldható meg. Különösen ügyelni kell, hogy a duzzadó profilt betonozás előtt ne érje víz.

A vízáteresztés mechanizmusának vizsgálata alapján megállapítható, hogy nem elég a repedésmentes beton, mert nagy nyomás esetén még a mikron méretű pórusokon át is tetemes mennyiségű víz hatolhat át. Ez megakadályozható tömör betonnal.

### *Zsaluzat előkészítése*

Az előkészítésen sok múlik, a bedolgozás során nehézségek léphetnek fel. A zsaluzat szilárdsága, tisztasága, méretpontossága, a formaleválasztó vastagsága meghatározza, hogy mennyire tudjuk tömöríteni a betont. Tartalék vibrátorokról kell gondoskodni, a világítás megfelelő legyen. Különös figyelmet igényel a zsaluzat alján a tömörítés. A legtöbb fészkesedés itt fordulhat elő. További figyelmet kíván a bedolgozási hőmérséklet és a páratartalom, valamint az első 2-3 napi időjárási viszony, illetve a zsaluzatban tartás legalább 2 napig. Korai kiszaluzás esetén (főleg ha a hőmérséklet 10–15 °C alá süllyed), ha a beton nem éri el 10–12 órás korára az önhorodó szilárdságát, a finomrészt leránthatja a zsaluzat, illetve a zsalutábla nekiütődése a falnak hajszálrepedést okozhat.



### *Szállítás, bedolgozás*

Az élet mindig produkál váratlan eseményeket. Ez bekövetkezett itt is. Példa:

A Dunakeszi szennyvíztelep 4 km távolságra van a betongyártól. Az M2-es úton történt kamionbaleset miatt a régi kettes útra tódultak a járművek, és a forgalom gyakorlatilag megállt. Meg kellett triplázni a mixerek számát, hogy aránylag folyamatos legyen a szállítás az alaplemez esetében. Az egyszeri betonozás alkalmanként mindössze 350 m<sup>3</sup> volt.

Az utóülepítő alaplemez betonozása 10%-os lejtéssel készült, ezért fontos volt a minél sűrűbb beton előállítása. A vegyszer miatt mézszerűen folyós tulajdonságú betonkonzisztenciát a helyszínen 42 cm területre csak úgy tudták lecsökkenteni, hogy a mixereknek tilos volt még a tölcserűk lemosása is. (Egy lemosás mindössze 15 liter vizet jelentett 8 m<sup>3</sup>-re vetítve.)

Az építés helyszínén a BME dolgozói vizsgálták a friss betont és a megszilárdult betont.

### *Összefoglalás*

A betontól az elvárt műszaki alkalmazhatóságot kapták. A kis hőfejlesztésű, nagy kohósalak-tartalmú cement, kis víz-cement tényező csökkentette a zsugorodási hajlamot. Téli időszakban 7 napos zsaluzatban tartás, megfelelő bedolgozás, melegben a gyors utókezelés betartása hozzájárult a jó minőségű végtermék előállításához.

A legnagyobb méretű, 3000 m<sup>3</sup>-es új levegőztető műtárgy vízpróbája elkészült, víztartása hibátlan, semmilyen javítást nem kellett rajta végezni.

Megvalósul az új rendszerű, tisztított szennyvíz-fertőtlenítés, létrejön egy iszap-előszűrő, valamint technológiaváltással egyes meglévő létesítmények átalakulnak.

A szennyvíztisztító meg fog felelni mind az uniós, mind a hazai hatósági elvárásoknak.

A beruházás elkészülte után a bűzhatás megszűnik, a telep kapacitása nő, megszűnik a korlátozás, hogy nem lehet rákötni a csatornahálózatra újabb ingatlanokat. Tehát a fenntartható fejlődést biztosítja ebben az igen intenzíven fejlődő térségben, beleértve Fótot, Gödöt, Mogyoródot, egész Csomádig. A térség egy igen fontos közműkapacitás tekintetében fellelegezhet!

## 32.4.4. A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep

[Lengyel–Sármay–Csíki (2010)]

A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep (BKSZT) egy környezetvédelmi óriásberuházás, az Élő Duna projekt egyik részeként valósult meg.

Budapest 79 ezer háztartásából naponta megközelítőleg 600 ezer köbméter szennyvíz kerül a Dunába. Ebből a főváros korábbi működő szennyvíztisztító tele-



pei, az észak-pesti 200 ezer és a dél-pesti 80 ezer köbmétert, a teljes keletkezett mennyiség közel felét képesek befogadni és megfelelő biológiai tápanyag-eltávolítással tisztítani.

A központi szennyvíztisztító telep létesítésén túl az Élő Duna beruházásához tartozik a telepet védő árvízvédelmi gát, a bekötőút kivitelezése, három a szennyvizet a telepre juttató átemelő telep (a ferencvárosi, az albertfalvai, és a kelenföldi szivattyútelep) fejlesztése, a Budai Duna-parti Főgyűjtőcsatorna, valamint a szennyvizet a tisztítótelepre vezető, a Duna medre alatt futó csővezetékek megépítése is. A beruházás keretében gondoskodnak a tisztítás végtermékeként keletkező szennyvíziszap megfelelő kezeléséről, hasznosításáról is.

Az Élő Duna beruházás megvalósítása 428,7 millió euróba kerül. Ezt az összeget 65%-ban az Európai Unió finanszírozza a Kohéziós Alapból, 20%-át a Magyar Állam, 15%-át pedig Budapest főváros fedezi.

A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep 1,6 millió lakos egyenértékű szennyvíztisztítására lesz képes 300 000 köbméteres szárazidei hidraulikai kapacitás mellett, ezzel közel 100%-ra javítva Budapest biológiai szennyvíztisztító kapacitását. A telep csapadékos idő esetén 500 000 m<sup>3</sup>/napos csúcsidejű vízhozam kezelésére lesz alkalmas biológiai úton és 950 000 m<sup>3</sup>/napos csúcsidejű kapacitással mechanikai előtisztításra.

A telepet kivitelező Csepel 2005 FH Konzorciummal közbeszerzési eljárásan lett kiválasztva.

A konzorciumot négy cég alkotta a technológia szereléséért és annak beüzemeléséért a két francia fél, a Degremont SUEZ és az OTV France, a szerkezet tervezéséért és kivitelezéséért a Hídépítő Zrt. és a Colas Alterra Zrt. felelt. Az építési és a szerkezet kiviteli terveit a Hidrokomplex Kft. készítette.

### *A szennyvíztisztítási technológia*

A két szennyvízáttemelő által a telepre juttatott szennyvizet a telep olyan magas kezdő geodetikus magasságon kapja, hogy még a mértékadó Duna-vízállás esetén is a teljes tisztítási technológián a víz gravitációsan tudjon átfolyani.

A telepen a mechanikai előtisztítás 6+2 db 3 mm-es gépi ráccsal kezdődik, melyeket 7+1 db 3D Sedipack műtárgy követ. Ezek a műtárgyak egy levegőztetett homokfogót és egy lamellás előülepítőt foglalnak magukba.

A mechanikai előtisztítást követően a víz a 18 biológiai vízvonala egyikére kerül, melyek egy anaerob labirintusból és egy szakaszosan levegőztetett carussel medencéből állnak, melyeket egy hosszanti átfolyású utóülepítő követ természetesen egy lehetséges fertőtlenítést biztosító medencetérrel.

Az egyes előülepítők és biológiai vízvonalak egymással párhuzamosan üzemeltethetők, ezzel elég nagy hidraulikai rugalmasságot biztosítva a telepnek.



Az előülepítőknél leválasztott nyersiszapot először gravitációs sűrítőkben sűrítik, majd az utóülepítők által kiülepített fölös iszappal összekeverve 70 °C-on pasztörizálják, mielőtt a három termofil rothasztótoronyban kirothasztásra kerülne.

A kirothasztott iszapot egy köztes medencében a rothasztottiszap-tárolóba juttatják, ahol szintén gravitációsan sűrítik azt. Ezt követően centrifugákon víztelenítik, majd a kb. 23–27% víztartalmú iszapot elszállítják a telepről.

A rothasztás során keletkezett biogáz a telepen két gáztartályban összegyűjtik és azt gázmotorokban (3 db 1,5 MW), illetve kazánokban elégetve, biztosítják részben a telep elektromosenergia- (kb. 30%, ami a szellőztetés miatt ilyen alacsony) -ellátását, valamint teljes egészében az épületek fűtéséhez, a pasztörizáláshoz, valamint a rothasztáshoz szükséges teljes hőenergia-mennyiséget.

### *Épületek és műtárgyak*

A technológiát kiszolgáló épület- és műtárgyegyüttest négy csoportra oszthatjuk:

1. Nagy műtárgyak (vízvonalis tisztítás műtárgyai)
  - a) Mechanikai előkezelő épület (rács és homokfogó)
  - b) Biológiai tisztító épület (eleveniszapos medencék és utóülepítők)
2. Kör alakú műtárgyak
  - a) Gravitációs sűrítők
  - b) Rothasztótoronyok
  - c) Rothasztottiszap-tároló
  - d) Gáztartályalapok
3. Egyéb technológiai épületek
  - a) Szagtalanító gépház
  - b) Iszapvíztelenítő épület
  - c) Kazán és gázmotorgépház
  - d) Elektromos épületek (elektromos fogadó és vezérlő épület)
4. Nem technológiai épületek
  - a) Központi iroda- és laborépület
  - b) Műhely, raktár
  - c) Porta.

### *Az építés*

A tervezési fázis során a területen régészeti feltárásokat és az azokhoz szükséges földmunkákat végeztek. Az építés során a műtárgyat a 32.75. ábra mutatja.

A felhasznált betonreceptúra is speciálisan a telepre lett kialakítva a Műegyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékével közösen. A betonnak az alábbi követelményeknek kellett megfelelnie:

C30/37-XV2(H)-XD2-XA2-32-F4

- Szilárdság (56 napos korban 15 cm-es kockán) 40 N/mm<sup>2</sup>,

- Vízzáróság (56 napos korban XV2(H) körny. oszt. esetén) 40 mm,
- Repedésmentesség,
- „Fehér kád” irányelv betartása,
- Max. v/c = 0,5,
- Min. cementtartalom 320 kg/m<sup>3</sup>,
- Konzisztencia területtel mérve 1,5 óra után min. 450 ± 30 mm (bedolgozásnál a tapasztalatok szerint a legjobb konzisztencia 500–550 mm),
- Friss beton 2 órás eltarthatóság.

A kivitelezéshez téli és nyári receptúrák készültek. A nyári időszakban CEM III/B 32,5 N-S cementfelhasználással az alacsony hőfejlesztés érdekében, télen



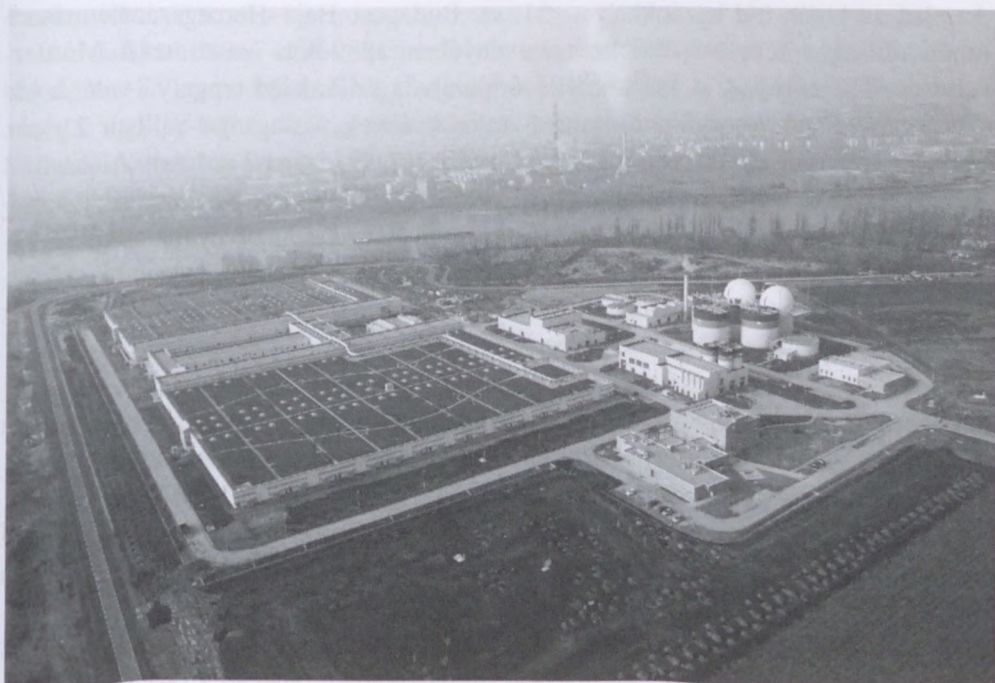
32.75. ábra. A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep építés közben  
[Lengyel–Sármay–Csiki (2010)]



pedig a nagyobb kezdeti szilárdság eléréséért CEM II/A-V 32,5 R-S cement felhasználásával készültek a betonok.

A betonokról egy korábbi cikkben a Beton újság 2008-ban (16/1) írtunk bővebben.

A telep felépítése során 180 000 m<sup>3</sup> vasbeton szerkezet épült 22 000 t betonacél felhasználásával, és 400 000 m<sup>3</sup> talajt mozgattak meg, ezt viszont kétszer, a műtárgyak helyének kiásásakor, majd a visszatöltéskor a tereprendezéshez. A kész műtárgy a 32.76. ábrán látható.



**32.76. ábra.** A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep üzembe helyezést követően  
[Lengyel–Sármay–Csiki (2010)]

# 33. Vasbeton a hídépítésben

## 33.1. Közúti hidak

### 33.1.1. Történeti áttekintés

[Balázs (1995)]

#### 33.1.1.1. Első vasbeton hídjaink

Az első vasbeton híd hazánkban az 51. sz. Budapest–Baja–Hercegszántói másodrendű országos főút 86+096 km szelvényében 1889-ben épített **solti Monier-rendszerű közúti híd**. A híd kétnyílású, parabola szilárdsági tengelyű volt. A híd szabad nyílása 5 m, nyílmagassága 3 m, a boltívek vastagsága vállban 21 cm, tetőponton 14 cm, a vasalás  $\varnothing 10$  mm köracél háló, távolsága 7 cm volt. A vasvázat előre elkészítették, és a keresztvezéseknél kötöződróttal rögzítették. A vasvázat a zsuluzathoz ékekkel merevítették. Az ékeket a betonozás előrehaladtával kivették.

A betonozáshoz lábatlani portlandcementet, éles szemű homokot és kvarckavicsot használtak. A cementnek az adalékanyaghoz viszonyított térfogataránya az ívben 1:3, alapokban 1:9, felfalazásban 1:6 volt.

A rendelkezésre álló adatok szerint a hidat 1942-ben szélesítették. A szelvényezés szerinti jobb oldalon a híd Budapest felőli végén 2,20 m-rel, Baja felőli végén 3,70 m-rel. A szélesítés szerkezete gerinclemezes acél tartóbetétes vasbeton lemez. A híd 1993-ban is jó állapotban volt [Apáthy (1989), Tóth–Molnár (1994)].

A hazai vasbetonépítés igazi kezdete az 1900. évi párizsi világiállítás, amelyről Zielinski Szilárd a **Hennebique-rendszer** ismeretét hozta magával, és megszerezte a Hennebique-rendszerű vasbeton szerkezetek magyarországi képviselőjét.

A Hennebique-rendszer tekinthető a mai vasbeton igazi első képviselőjének. Alapelve az, hogy a beton a nyomásokat, a bebetonozott acélbetét (köracél és kezdetben laposacél) pedig a húzásokat veszi fel. A vasalással követni kell a nyomatéki ábrát, és a nyíróerőket is acélbetéttel kell felvenni.

Az 1908–1924. években pedig összesen 21 db 30 m-nél nagyobb nyílású *gerendahíd* építettek, és sok 30 m-nél kisebb nyílásút is.

Az első jelentős **Wünsch-rendszerű** híd a hat, egyenként 17 m nyílású **érsekújvári Nyitra-híd** [Schustler (1891)].

A boltozatok nyílmagassága 1,31 m ( $l/15$ ), vastagsága a vállnál 1,38 m, a záradékban 0,25 m. A merev vasvázat 13 tartó alkotja, felső vízszintes és alsó parabolikus övvel. A merev vasalást a hídfőkben függőlegesen bevitték és lehorgonyozták.

A vastartók távolsága  $l/4$ -ben 0,33 m, a felső vízszintes öv távolsága vállpontnál 1,23 m. 1 m széles boltszeletre 2 vas ívtartó jutott, mindegyik  $12,32 \text{ cm}^2$  keresztmetszeti területű volt.

A híd építését 1892. augusztus 12-én kezdték meg.



A beton készítéséhez szükséges kavicsot és homokot a Nyitrából kotorták. Homok:kavics = 1:2–1:1,5 volt. A felhasznált portland- és románcement a lábatlani gyárból származott.

A betont *Wünsch* által szabadalmazott keverőgéppel keverték. A napi átlag 120–150 m<sup>3</sup> beton, ami max. 200 m<sup>3</sup>-re volt növelhető. A keverék egyenletes, és jobb volt a kézi keverésűnél. Az alapokat víz alatt betonozták. A víz alatti beton keverési aránya: 1 V<sub>rész</sub> pc, 5 V<sub>rész</sub> románcement, 30 V<sub>rész</sub> homok és kavics. Az alapok víz feletti részét 1 V<sub>rész</sub> portlandcementből és 10 V<sub>rész</sub> homokból és kavicsból készítették. A hídfők és pillérek felmenő falának keverési arány 1 V<sub>rész</sub> pc, 8 V<sub>rész</sub> homok és kavics volt.

Az első boltozatot 1892. október 24-én készítették. A boltozatot 25–30 cm vastagságban 1 V<sub>rész</sub> pc-ből és 6 V<sub>rész</sub> homokból és kavicsból, a vízszintesig kiegyenlítő részt 1 V<sub>rész</sub> pc-ből és 8 V<sub>rész</sub> homokból és kavicsból készítették. A boltozatokat a vállaktól kiindulva szimmetrikusan haladva építették be és végül középen zárták. Minden boltozatot 1 nap alatt készítették el. Az egyes rétegeket gondosan döngölték.

Az egész híd 102 m össznyílású, 115 m hosszú és 6 m széles volt. A híd építése 4 hónapig tartott, ebből 5 hét volt a cölöpözés és az alsó szádfalak leverésének időtartama.

Összes betonmunka 1209 m<sup>3</sup>, a beépített vasszerkezet súlya 40 000 kg volt.

A próbaterhelés tartama alatt a megengedettnél nagyobb lehajlás, repedés nem volt.

A hidat 1963-ban bontották le [*Schustler* (1891)].

### 33.1.1.2. A huszadik század eleji vasbeton hidak

Az első nagyobb közúti vasbeton híd az 1906-ban épített **herkulesfürdői Bella Réka-híd** volt. A hidat *Kovács Sebestyén* Aladár műegyetemi tanár tervezte. A híd háromnyílású (3×16,7 m), támaszainál befogott többtámaszú híd volt. Vasalása kevésben különbözött a maitól. A kengyelek még nyitottak voltak, ami a döngölést megkönnyítette.

Az **örményesi Temes-híd** 1906–1908-ban építették. Az első nagyobb nyílású (2×30 m) felsőpályás, négy főtartós ívhíd. A hidat *Zielinski* tervezőirodája tervezte.

A hidat 20 t-s gőzekére, vagy 2×16 t-s teherkocsira, illetve 400 kg/m<sup>2</sup> egyenletesen megoszló teherre kellett méretezni. A pályatábla terhét hossztartók hordták, majd oszlopok közvetítették a négy ívtartóra.

A beton keverési aránya: 1 V<sub>rész</sub> cement, 7 V<sub>rész</sub> homokos kavics az alapokra, 1:5 az ívekre. Az íveket folyamatos betonozással 2 nap alatt építették meg. A pályatábla építése 6 napig tartott. Az építési munkákat a Kereskedelemügyi Minisztérium Közúti Hídosztálya ellenőrizte.



A talajmechanikai ismeretek hiánya irányította a figyelmet a statikailag határozott tartókra. Hazánkban statikailag határozott, nagyobb nyílású vasbeton hidak (ma ezeket a közepes nyílások csoportjába soroljuk) tervezésére Temesvár város tanácsa által 1907. április 30-ára meghirdetett, Béga-csatorna hidakra kiírt versenypályázat adott alkalmat. A kiírási feltételek szerint a hidak nyílása 30,0–37,2 m között változott, a szerkezeti magasság nyílásközépen kb. 1,0 m, a szerkezet alsó éle olyan parabola, amelynek magassága 2,2 m, tehát a támaszközhez viszonyított ún. nyílmagassága 1:13,6–1:17. Talajmozgásra lehetett számítani.

Az altalaj megbízhatatlanságára tekintettel csak statikailag határozott tartók jöhettek számításba. Ezek közül is kiesett a háromcsuklós ív az alsó vonal lapos volta miatt, mivel igen nagy hídfőket kívánt volna.

A Béga hajózáscsatorna fölött összesen 10 db 30 m-nél nagyobb támaszközű hidat építettek.

Először a **temesvári Liget-úti hidat** építették 1908-ban [*Mihailich–Haviár* (1966)]. *Mihailich* Győző tervezte, és 38,4 m-es támaszközével – abban az időben – a világ legnagyobb nyílású vasbeton gerendahídja volt. Ez a híd *Mihailich* Győző tekintélyét mind idehaza, mind külföldön nagymértékben növelte. A hídon villamos is közlekedett.

Figyelemre méltó, hogy ferde hidat építettek, ami akkor szokatlan volt, ma ezt tekintjük korszerű megoldásnak.

Valamennyi hídnál a mozgó teher egy 20 t-s gőzeke, két 16,8 t-s teherkocsi és 450 kg/m<sup>2</sup> egyenletesen megoszló teher volt. Megengedett feszültségek: a betonban nyomásra 3,5, nyírásra 0,4, beton és acélbetét közötti tapadásra 0,6, acélbetétben húzásra 100 MPa.

A Liget-úti híd felszerkezete három részből állt: két konzolos tartóból és a hídnyílásban befüggesztett tartóból. A híd ferdesége 53° 18', a főbordák száma 7 volt. A fő- és keresztbordák a hídpályalamezt kb. 2×2 m-es mezőkre osztották, melyeket négy oldalon befogottnak tekintettek. A lemezvastagság 14 cm volt. A támaszoknál fellépő nagy nyomóerőt úgy vették fel, hogy a gerendák között alul is lemezt készítettek. A híd vasalása 34, illetve 30 mm átmérőjű köracél volt.

A betont 350 kg/m<sup>3</sup> portlandcement-adagolással készítették. A beton konzisztenciája általában földnedves, a fővasalás környezetében képlékeny volt. Ellenőrzésül 20 cm élhosszú próbakockákat készítettek, amelyeket a híd melletti fűtetlen bódében tároltak, és 60–90 napos korban vizsgáltak, ezért csak tájékoztató értékűek. A szilárdság 12–27 MPa között ingadozott.

A temesvári hidaknál különös gondot fordítottak az esztétikai megjelenésre. Magyarországon először itt építettek műkőszzerű burkolóbetont.

A Liget-úti híd 2010-ben is üzemben volt.



### 33.1.1.3. Egyedi vasbeton hidak

#### a) A veszprémi völgyhíd

1936–37-ben a 8. sz. főút Székesfehérvár–Jánosháza–Graz útvonal veszprémi szakaszán építették a veszprémi völgyhidat.

A völgyhíd két önálló műtárgy. A főnyílás keresztezi a Séd folyó völgyét, 46 m támaszközű, 15 m nyílmagasságú, amelynek a legmagasabb pontja a völgyfenék felett 26,0 m. A másik műtárgy 2×28,4 m támaszközű ívnyílásból áll. Az ívhidak két végükön befogottak.

A híd építéséhez a Rába-kavicsot Répcelakról szállították. Bár a szemmegoszlás eredeti állapotban is jó volt, mégis frakciókra bontották, hogy a Fuller-görbe szerinti szemmegoszlást érjék el. A hidépítéshez bélapátfalvai portlandcementet használtak.

Novemberben és decemberben betonozták a völgyhíd két ívét. A tél korán kezdődött, és a Meteorológiai Intézettől szerzett előrejelzés alapján erre fel is készültek. A zsaluzat dupla falú volt. Ezenkívül a betont gőzölték.

Az íveket háromcsuklós ívként építették meg, és a csuklókat a kiállványozás után betonozták be. A szilárdságot az ív mellett tárolt 20 cm élhosszú kockákkal ellenőrizték. Csak annyit tudunk róla, hogy azok megfelelnek az előírásoknak.

A második világháború idején, 1945 márciusában a hidat bombatalálat érte. A három nyílás közül a középső sérült meg. Az 1947–48. évi helyreállítás során a megromlódott ívtartót és a pályalemezt az eredeti tervek alapján építették újjá.

A hídvizsgálatok az 1970-es évek elején azt mutatták, hogy a 200 kN-os járműre méretezett hídon a nehézárművek okozta túlterhelés és a dilatáción bejutott csapadékvíz a hídszerkezet oszlopain és az íveken kifagyásokat, repedéseket, a acélbetét korrózióját és ezek hatására feltáskásodást okozott, ami a vízelvezető csatornák eltömődését is elősegítette.

Az 1976–77. évi javításokkal együtt a dilatációs szerkezetet Maurer dilatációs szerkezetre cserélték ki. A hibás részeket többnyire epoxihabarccsal javították. Kicserélték a vízlevezető csöveket és a pályaburkolatokat is. Mindezek ellenére a híd állapota tovább romlott, és 30 kN-os súly- és sebességkorlátozást rendeltek el.

Bár időközben elkészült a várost elkerülő, ún. északi körút, a győri Közlekedési és Távközlési Műszaki Főiskolával ellenőriztették a hidat, majd 1982-ben megerősítették a híd leggyengébb elemeit, a pályalemezt és a hossztartókat. A híd Folly Róbert tervezte. A kivitelező a Palatinus Rt. volt.

1988-ban, a híd 50 éves fennállása alkalmából, a Veszprém Városi Tanács emlékkönyvet adott ki *A veszprémi völgyhíd 50 éves* címmel. Kiss Tamás szerkesztette, Demény Zoltán lektorálta.

A veszprémi völgyhídról Kováts (1981) is megemlékezett.



### b) A varasdi völgyhíd [Bölcskei (1954)]

A varasdi (mecseknádasdi) völgyhíd hazánk legnagyobb nyílású vasbeton hídjává vált az építés idején, ma is legnagyobb vasbeton ívhídunk. Fesztávolsága 98 m. Nyílmagassága 20 m. A híd dilatációk között mért hossza 170 m, kocsiút-szélesség 7 m, kerékvetők szélessége 75 cm.

A beton tervezett minősége:

alapoké	B50, B100,
hídfők felmenő falaié	B100,
vasbeton szerkezetek általában	B220,
ívek és oszlopoké	B300.

Az acélbetétek minősége A 36-24-12 jelű folytácél.

Az 1950. évi Ideiglenes Közúti Hídszabályzat szerinti I.A osztályú terhelésre, n-mentes módszerrel méretezték.

A tervezés során elsőrendű szempontnak tartották az esztétikai igények kielégítését, amelyet a híd könnyed, karcsú méreteivel, egyszerű, jól áttekinthető statikai rendszerével, vonalvezetésével sikerült is elérni.

A híd építésénél szempont volt a zömök építésének a szimmetriája, és hogy az egymás melletti zömök építése között legalább 2 nap szünet legyen, hogy a már megépült beton kötését ne zavarják meg. Az ívszerkezet betonjának megszilárdulása, valamint az állvány leeresztése után készítették el az oszlopokat és a hídpálya-szerkezetet.

A hidat az Uvaterv Vasbeton hidak Osztálya tervezte. Tervező: *Bölcskei Elemér* és *Kolonics Zoltán*.

A hidat a Hídépítő V. (*Láber Kornél, Kerényi Kornél*) építette.

A mecseknádasdi völgyhíd építésének organizációját, a minőségi beton előállításra vonatkozó törekvést, az építkezés gazdaságosságát *Pál Tibor* (1954) elemezte.

### c) A Bolond-úti völgyhíd [Láng-Miticzky (1964)]

A Budapest Bolond-úti völgyhíd ötnyílású gerendahíd volt 26+3×30+26 m támaszközzel. 1950-ben építették. A szélső nyílásokat beállványozták, a közbenső nyílások két-két főtartóját a völgyfenéken előre gyártották, majd a pillérekre helyezett bakokról csigasorral tervezték a végleges helyére emelni, ott monolitikus vasbeton lemezzel együttdolgoztatva a hídszerkezetet megépíteni.

Az előre gyártott tartók keresztmetszete 45×185 cm, tömegük 56 t volt. A gerendákba 40 mm átmérőjű köracélból emelőfüleket képeztek ki. A tartóvégek és az emelőszerkezet közé acélpapucsokat helyeztek el.

Az emelést azzal kezdték, hogy a fekvő tartópárt függőleges helyzetbe hozták. Azután a tartópárt kb. 1 m-es óránkénti sebességgel kb. 7 m magasra emelték. Az emelést este abbahagyták és másnap reggel folytatták.



Amikor elérték a kb. 15 m magasságot, akkor a csigasor megakadt, a hiba megállapítására és kijavítására 3 szakmunkást küldtek fel a pillérre. A továbbemelés megkísérlése után az egyik tartó kifordult, eltört és lezuhant. A dinamikus hatások miatt a másik tartóval hasonló történt. Az emelőbakok is lebillentek, elszakadtak a csigakötelek, magukkal rántották a bakokon dolgozó munkásokat. Közülük kettő sajnos meghalt, egy pedig megsérült.

Vizsgálták a baleset okait. Megállapították, hogy több hiba halmozódott.

A baleset hatására a gerendákat T alakúra tervezték át, amelynek lényegesen nagyobb volt a vízszintes merevsége. Az emelést a völgyfenékre állított acél himbálóállványokról (az ipari vasbeton szerkezetek emeléséhez hasonlóan) folytatták, a kalodával körülvett tartókat négy helyen megfogták. Az építést így sikeresen befejezték, és a híd ma is jól ellátja feladatát.

A hidat az Uvaterv (*Bölcseki Elemér*) tervezte, a Hídépítő vállalat építette.

#### d) A V lábú hidak

*Bölcseki* (1951) javasolta a V lábú kereteket.

A V lábú szerkezet maximális pozitív nyomatéka kb. háromnegyede és negatív nyomatéka kb. fele a kétsuklós kerethídnak. A nyomatékhoz hasonló csökkenés tapasztalható a nyíróerőkben is.

*Bölcseki* (1963) a V lábú kerethidat általánosította az ágas tartóban, amelynél a gerendát húzott-nyomott rúdrendszer támasztja alá. Ilyen híd azonban nem épült.

#### e) A tihanyi felüljáró [*Lipták* (1962)]

A szerkezet-forma-funkció egysége – a meglévő kötöttségek ellenére – kedvezően jutott kifejezésre a híd tervezése során. A Balatonnal közel párhuzamosan vezetett út és a völgyet áthidaló híd lehetővé teszi, hogy a hajón, közúton érkező gyalogos kirándulók a közút forgalmának zavarása nélkül eljuthassanak Tihany belső területére.

A hidra rálátás csak a kikötő felől van. *Lipták* L. tervező helyesen ismerte fel, hogy a felüljárónak az üdülő, kiránduló ember könnyed hangulatához kell igazodnia, így a komor, erőt mutató, masszív, nagy nyílású megoldások kiestek a lehetőségek közül.

A híd tíz, 8 m támaszközü, 80 m összhosszú lemezhid. Az egyik hídfőt a terepbe süllyesztették, a szemlélődőben azt az érzetet keltve, mintha a hídpálya a terepből nőne ki. A hidat felfelé vastagodó kör alakú oszlopok támasztják alá, a lemezhez mereven megfogottnak, a talajhoz csuklósan kapcsolódónak feltételezve. A tervező a híd pályalemezét emberi és szerkezeti szempontok szerint választotta meg. *Az emberi szempont a kifelé emelkedő alsó felületeket kívánja, mert ezek biztosítják a híd alól kitekintőnek a távlat, tágasság, szabadság elérni óhajtott érzetét.*

Nem mondott ennek ellent a szilárdsági követelmény sem. A törtvonalban alulról nézve két szinuszgörbe maximumhelyei között elhelyezett oszlopok a csavarás



szempontjából kedvező, szélek felé elvékonyodó hídlemezt kívántak. A csavaró nyomatékok kedvező feltételét szolgálják a pályalemezzel együtt dolgozó vasbeton kerékvetők, ugyanis a csavarónyomatéknak egy részét a gátolt keresztmetszet-torzulás által a csavarási középponttól távolabbi keresztmetszetekkel lehet célszerűen felvenni.

Az újszerű szerkezet részletes statikai számítását *Éliás Egon* végezte el.

Ilyen gondolatokkal született meg hazánk egyik legszebb, tájba illesztett hídja, amely az anyag és szerkezet szilárdsági tulajdonságait kihasználva lényegesen olcsóbb volt a hagyományos szerkezeteknél.

#### 33.1.1.4. Alsópályás ívhidak

##### a) A vasvári vonóvasas vasbeton ívhidak [*Menyhárd (1938), Harkányi (1939)*]

A Budapest–Graz közút átépítése 26 új híd építését tette szükségessé. A közút Vasvár–Rábahidvég szakaszán – mintegy 4,5 km hosszban – az ártéren halad, erre a szakaszra öt hidat építettek. Ebből kettőt *Menyhárd* István tervei szerint. A Kereskedelem- és Közlekedésügyi Minisztérium feltételként szabta, hogy kicsi legyen a szerkezeti magasság, és hídnylás minél kevesebb és minél nagyobb legyen.

A két vasvári hidat 1935–37-ben építették. *Menyhárd* István új, szellemes megoldásával hírnevet szerzett magának, a magyar hídépítésnek, és elindította útjára a *vonóvasas ívhidat*, amelyet még sok más követett.

A vonórudas ívszerkezetű főtartó statikailag határozott. A támaszköz 38,70 m, az elméleti ívmagasság 7,00 m, a kocsi pályaszélesség 6,00 m, teljes hídszélesség a korlátok között 10 m volt. Az ívtartók szélessége 0,55 m volt, magassága 0,90–1,00 m között változott. A szilárdsági tengely közel másodfokú parabola. A vonórudak a pályaszerkezettől függetlenek voltak. Anyaguk króm-réz ötvözetű acél, átmérőjük 110 mm. Bennük a számított legnagyobb feszültség 210 MPa volt. A vonórudakat nyílásközépen csavaros illesztéssel toldották úgy, hogy az illesztésnél a vonórudakat visszaduzzasztották, így a csavarment nem okozott gyengítést.

A hídpályalemez a hossz- és keresztirányú tartókkal négy oldalon alátámasztott, 19 cm vastag, a gyalogjáró 8 cm vastag volt. A keresztirányú tartók terhet a függesztőoszlopok közvetítették az ívekre. A keresztirányú hídtengelyben – a lemezzel együtt – 85 cm magasak, a függesztőoszlopok 20×55 cm méretű, húzásra és kisebb mérvű hajlításra igénybe vettek voltak.

*Új volt a hídtípus gondolata*, nevezetesen, hogy a megbízó feltételeinek alsópályás ív felelt meg legjobban. *Új volt a vonóvas alkalmazása*, amely különlegesen nagy pillérek nélkül (ami háromcsuklós ívhez szükséges lett volna) tette statikailag határozottá a tartót. Végül *új volt az építéstechnológia*, amellyel megakadályozta, hogy a függesztőrudakban jelentős húzófeszültségek és ezáltal repedések keletkez-



zenek. Kiküszöbölte az ívben a vonórúd megnyúlásából keletkező nyomatékokat, amelyek a hasznos teherből származó nyomatékok 30–60%-át tették ki.

A szellemes eljárás a következő volt. Először megépítették az ívet háromcsuklós ívként, és a pályalemezre felhordatták a még hiányzó állandó terhet és a megoszló terhelést helyettesítő egyenletesen megoszló terhet. Ekkor eltávolították az állványt. A vonórúd megnyúlt, a tetőponti csukló lesüllyedt, és az ív felvette tervezett alakját. Ebben az állapotban betonozták be a függesztőoszlopokat, az ívtartó csuklóját és a végső keresztartót. Amikor a beton megszilárdult, a terhelést eltávolították. Ezáltal a függesztőrudak előfeszítést kaptak, és repedés a terhelés miatt rajtuk később sem keletkezett.

### **b) A szolnoki felüljáró [Mistéth (1990), Haviár (1941)]**

1940. augusztus 30-án adták át a forgalomnak a 4. sz. Budapest–Szolnok–Püspökladány–Kolozsvár főútvonal szolnoki pályaudvart áthidaló *merevítőgerendás vasbeton ívhídját*. Ez a híd építése idején Európa legnagyobb nyílású, hazánk első merevítőgerendás, *Langer*-tartós vasbeton ívhídja volt.

A Kereskedelmi és Közlekedési Minisztérium Hídosztályának hivatalos terve egy többtámaszú híd volt. Azért győzött *Mistéth* Endre terve, mert lényegesen előnyösebb volt annál:

- olcsóbb volt, mert cölöpalapozás helyett megfelelt a síkalapozás,
- a híd szerkezeti magassága 1,75 m helyett csak 1,15 m volt, a felüljáró hossza 40 m-rel volt rövidebb,
- lehetővé tette a vágányok feletti tér zavartalan áttekintését, amit a sok keretláb zavart volna.

*Mistéth* kimutatta a szerkezet előnyét az abban az időben jól ismert vonóvasas ívhidakkal szemben is. A szerkezeti magasság nagyobb volt 5–10 cm-rel, de nem volt szükség az építés alatti ideiglenes csuklókra, mivel az ív kis méretei miatt a vonórúd megnyúlása következtében a feszültségtöbblet 8–10%-ra csökkent.

A kocspálya-szélesség a szokásosnál nagyobb volt, 6 m széles kocspályához 2×1,5 m gyalogjáró is csatlakozott. A hidat az akkori legnagyobb teherre, a 20 t-s gőzekére méretezték, tehát teherbírás szempontjából I. osztályú volt. Újszerű volt az is, hogy a hídon a domború lekerekítést 2000 m, az emelkedő szakasz és a vízszintes szakasz között (a feljárók kezdeténél) a homorú átmeneti ívet 1000 m sugarú ívvel oldották meg. Ez 60 km/h sebességhez volt elég.

A főnyíláshoz 49,2 m támaszközü híd tartozott. A 2×173,05 m hosszú feljárók 12 m támaszközü lemez-kerethidakból álltak, minden harmadik nyílásban befüggesztett tartóval a hőmérséklet-változásból és a zsugorodásból származó feszültségek csökkentésére.

A főnyílásban az ívet B300 jelű betonból készítették. Az ív szokatlanul kis méretű volt: 65×65×80 cm. Benne nyomófeszültség keletkezett, csak a 45×130 cm-es merevítőgerenda nyúlásából keletkezett hajlítónyomaték. A merevítőgerendát is B300



jelű betonból készítették, benne A 52.36 jelű króm-réz ötvözesű betonacél volt. A 14 mm átmérőjű köracélokat 40 m-es szálakból hegesztették össze tompavarrattal. A függesztőrudakat a vonórudakkal azonos minőségű, 48 mm átmérőjű köracélból készítették.

Az építési technológia hasonló volt a vasvári vonóvasas ívhidakéhoz. Építési állapotban a híd közepe táján, a vonórúd megnyúlása miatt a hídpályaszerkezetet megszakították. A hiányzó merevítőgerenda súlyát, a pályamegszakítás, a pályaburkolat súlyát és a fél hasznos terhet a hídra kavicssterhelés formájában felhordták. Ezután betonozták be a merevítőgerenda megszakított részeit és a vonóvasakat. Közben a betonozás előrehaladásával a beton tömegének megfelelő kavicsot a hídról eltávolították. A függesztőrudak bebetonozatlanok maradtak.

Az ívhíd állványa csavaros emelőorsókon nyugodott. A kiállványozást ezekkel az orsókkal végezték a híd deformációs vonalának megfelelően. A merevítőgerenda köracél betéteit 3,1 m hosszú konzolban tapadás útján horgonyozták le. A hídpályalemez 15 cm vastag, négy oldalon felfekvő vasbeton lemez volt. A konzolosan kinyúló keresztartók a gyalogjárólemez a hídtengely irányában alátámasztották.

A hidat *Wanner Henrik* vállalata építette, építésvezető *Hilvert Elek* volt.

A híd a háború alatt megsérült. 1951-ben azzal bízta meg a Mélyépterv a BME II. sz. Hídépítési Tanszéket, hogy vizsgálja meg a híd és a feljárók állapotát, és adja meg a javítás és megerősítés módját. Ezen az 1950. évi Ideiglenes Közúti Hídszabályzatnak megfelelő terhelésekre való megfelelést kellett érteni.

Kiderült, hogy az ívhíd egyes tartóelemei közül csak a keresztartók nem feleltek meg. A megerősítést a *Gnädig-Thoma*-rendszerrel tervezték meg. Tervezője *Schwertner Antal*. Mindkét keresztartót 2–2 kábellel feszítették meg.

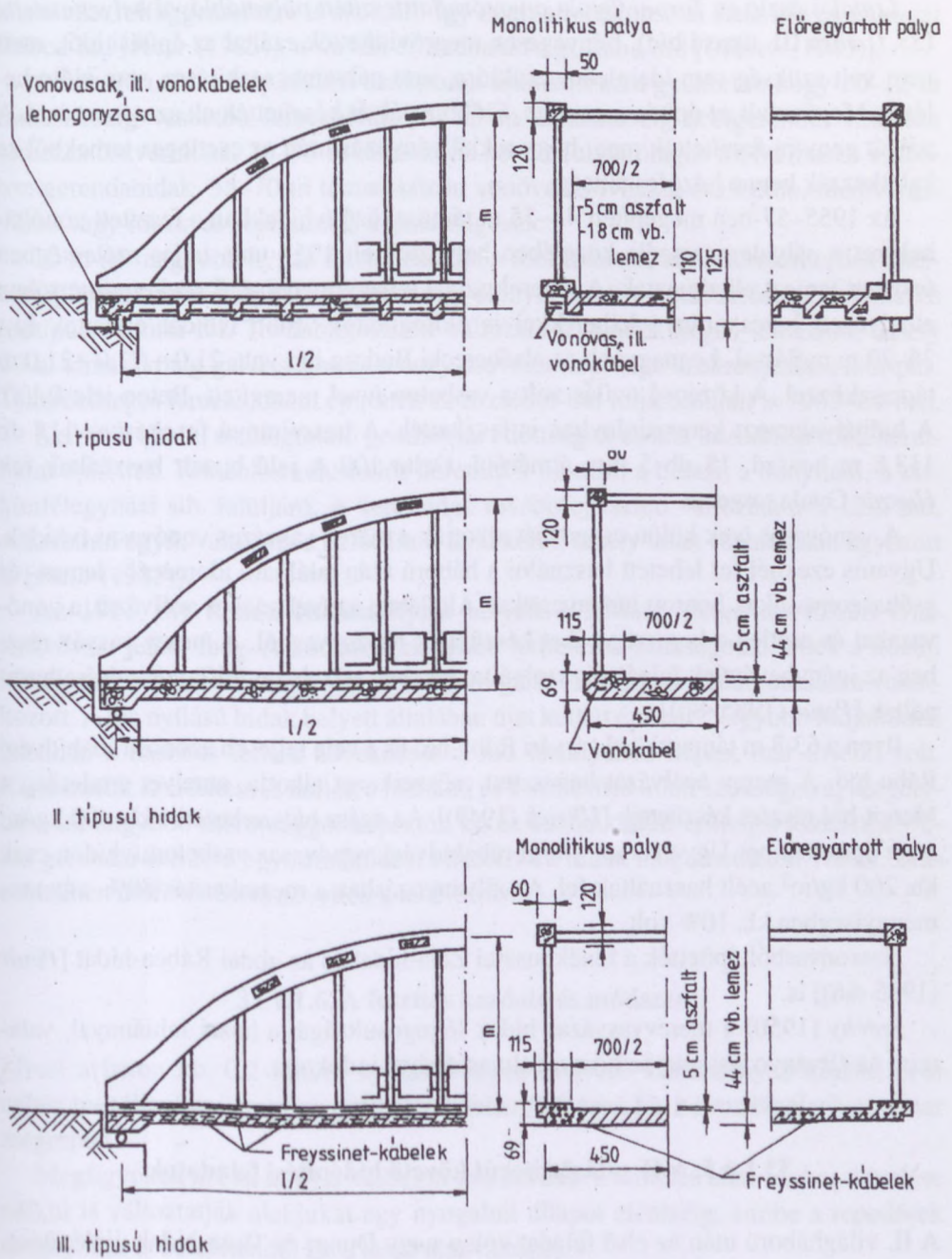
A hidat 1975-ben lebontották elégtelen pályaszélesség, és az új szabályzat szerinti elégtelen teherbírás miatt.

### c) Fejlődés az alsópályás vonóvasas ívhidak terén [Apáthy–Träger (1965)]

A vonóvasas ívhidak vonóvasai kezdetben szabadon vezetett acéllemezből készültek. A pályát az ívre felfüggesztett kereszt- és hosszartók hordták (33.1. ábra I. típusú híd). Az első változás az volt, hogy a vonóvasat vonókábel váltotta fel, de a pályaszerkezet változatlan maradt. A szerkezeti magasság 1,0–1,1 m volt.

A következő fejlődési fokozat a lemezes pályaszerkezetű vonókábeles ívhíd (33.1. ábra II. típusú híd). A szerkezeti magasság 50–55 cm-re csökkent. Az építésmód lényegében a *Menyhárd* szerinti vonóvasas ívével egyezett meg: az ívet háromcsuklós ívként építették meg, a tetőponton ideiglenes csuklóval. A pályalemezt is legalább két helyen megszakították. Az előterhelés felhordása után betonozták be a csuklót és a pályamegszakításokat. Így küszöbölték ki a hasznos teherből származó húzásokat.





33.1. ábra. Alsópályás ívhidak típusai (Tóth E.)

Ez a megoldás jó volt, de a kivitelezés hosszú ideig tartott a beton szilárdulási idejének háromszori kivárása, az előterhelés fel- és lehordása miatt. Ezt a hátrányt küszöbölte ki a következő fejlődési fokozat.

Lipták László és Tarpai Gyula a vonórudat feszített pályatáblával helyettesítette (33.1. ábra III. típusú híd). Lényegesen megrövidítették ezáltal az építési időt, mert nem volt szükség sem ideiglenes csuklóra, sem pályamegszakításra, sem előterhelésre. Megfordult az építés sorrendje. Előbb a pályát készítették el, azután az ívet. A pályát annyira feszítették meg, hogy a kiállványozás után az esetleges terhekből se keletkezzék benne húzófeszültség.

Az 1955–57-ben megépített 45–55 m támaszközü ívhidakban a feszített vonókábeleket a pályalemez széle közelében helyezték el, 1957 után teljes szélességben feszített lemezt alkalmaztak. A teherelosztást a nagy merevségű végkereszttartóban elhelyezett keresztirányú kábelekkel is elősegítették. Több ívhidat építettek így, 36–70 m nyílással. Legnagyobb az alsóberecki Bodrog-híd volt, 21,0 + 71,0 + 21,0 m támaszközzel. A középső nyílás volt a vasbeton ívvel merevített. Beton jele B400. A hídpályalemezt keresztirányban is feszítették. A hosszirányú feszítéshez 115 db 113,8 m hosszú, 18 db 5 mm átmérőjű, Delta 100 A jelű huzalt használtak fel, Huszár Gyula tervezte.

A vonóvasas ívek külön csoportját alkotják a merev vasvázás vonóvasas ívhidak. Ugyanis ezeknél fel lehetett használni a háború után található idomacél-, lemez- és csőhaszonvasakat, bontott hídanyagokat. Általában az ívek rácsos acélvázat, a vonóvasakat és esetleg a kereszttartókat készítették haszonvasból. A merev vasváz részben az igénybevételek felvételét szolgálta, részben a zsaluzat felfüggesztésére használták [Petúr (1985–86)].

Ilyen a 63,3 m támaszközü sárvári Rába-híd és a vele teljesen azonos rábahídvégi Rába-híd. A merev acélvázat hegesztett csőszerkezet alkotja, amelyet eredetileg a Margit-híd részére készítettek [Ullrich (1949)]. Az egész hídszerkezetbe kb. 400 kg/m<sup>2</sup> acélt építettek be. Ugyanakkor a régi rábahídvégi vonóvasas vasbeton ívhídon csak kb. 200 kg/m<sup>2</sup> acélt használtak fel. Az állványozásban a megtakarítás 80%, a betonmennyiségben kb. 10% volt.

Haszonvasból építették a fenékpusztai Zala-hídat és az abdai Rábca-hídat [Petúr (1985–86)] is.

Széchy (1950) a merevvasvázás hidak létjogosultságát a hazai fahiánnyal, valamint az állványozási munka hosszadalmasságával indokolta.

### 33.1.1.5. A II. világháborút követő hídépítési feladatok

A II. világháború után az első feladat volt a nagy Duna- és Tisza-hidak újjáépítése. Ezek acélhidak voltak. A nagyhidak mellett nagy ütemben folyt a kis- és középhidak helyreállítása is [Széchy (1948, 1950, 1955, 1957)]. A háború után – kedvezőtlen talajviszonyok esetén – a 40–70 m-es nyílástartományban több merev vasvázás vonóvasas ívhidat építettek bontott anyagból. A merev vasváz a teherviselésen kívül



a zsaluzat felfüggesztésére is szolgált. Így épült a fenékpusztai Zala-híd és az abdai Rábca-híd [Petúr (1985)], a sárvári és a rábahídvégi Rába-híd [Ullrich (1949)].

A háború utáni hídépítésben hamarosan kialakult az a gyakorlat, hogy 10–12 m támaszközig vasbeton lemezhidak, 20–25 m támaszközig acélgerendás-vasbeton lemezes öszvérhidak, 20–35 m támaszköz között folytatólagos többtámaszú vasbeton gerendahidak, 35–70 m támaszközön vonóvasas ívhidak (vasbeton, merev vasvázás vagy roncsvas szerkezetű) a gazdaságosak.

10 m-nél nagyobb nyílás felett kezdetben többfőtartós, sűrű keresztbordás hidakat építettek. Ezeket építési és gazdasági előnyei miatt a kétfőtartós, pályalemezes hídtípus váltotta fel. Továbbfejlesztett változata a takaréküreges lemez-híd, amely 20 m támaszközig gazdaságos és a nagy csavarómerevségű szekrénytartós hídtípus. Takaréküreges lemez-hídként építették az Erzsébet-híd feljáróhídjait is 1962–64-ben.

Kedvező altalaj és megfelelő geometriai adottságok esetén kezdetben több kerethidat építettek. Konzolos kétcsuklós kerethíd a monori, a hidasi, a bonyhádi, a kiskunfélegyházi stb. felüljáró. A kerethidak továbbfejlesztett változata a V lábú híd. A kerethíd egyik változata a befordított lábú keret, amely lehet rugalmasan ágyazott is [Petúr (1985)].

Az 1911. évi Közúti Hídszabályzat helyett 1950-ben *Ideiglenes Közúti Hídszabályzat* jelent meg. A korszerű, nagyobb terhelések szükségessé tették a közúti hídállományunk felülvizsgálatát. A felülvizsgálat elsősorban a főútvonalakra vonatkozott. A kis nyílású hidak helyett általában újat kellett építeni. Nagyobb hídjainknál azonban a hasznos terhek növekedése a híd önsúlyához képest már kisebb volt. Rendszerint szélesíteni is kellett e hidakat, és a szélesítés miatt szükséges új szegélytartókat nagyobb merevséggel képezték ki, és közbeiktatott erőteljes keresztartókkal gerendarácsszerű együtműködést biztosítva e hidak megmenthetők voltak. Más esetekben utófeszítéssel növelték a teherbírást.

### 33.1.1.6. A feszítés kezdete és módszerei

Mivel a beton kb. 0,2 mm/m nyúlásra képes kedvező körülmények között, nem nehéz megállapítani, hogy az acélbetétek teherbírásának kb. harmadánál a beton már megreped.

Megfigyelték azt is, hogy a vasbeton szerkezetek a terhelés alatt a teher növelése nélkül is változtatják alakjukat egy nyugalmi állapot eléréséig, amibe a repedések megnyílása is beleértendő. Ez a lassú alakváltozás.

Már a vasbeton szerkezetek fejlődésének korai időszakában felmerült a gondolat, hogy a beton repedésmentességét célszerű lenne biztosítani.

A repedésmentes állapot azonban igazán a *feszítés által lehetséges*. Az első gyakorlati eredményekről *Freyssinet* számolt be a bécsi hídkongresszuson. Az első ilyen híd volt a Plougastel-híd. Rendszerét 1928-ban szabadalmaztatta. **Freyssinet** kez-



detben előfeszítéssel foglalkozott, csak később dolgozta ki a róla elnevezett **utófeszítési rendszert**.

Az elvi alapok alapján dolgozta ki **Hoyer előfeszítési rendszerét**. 1927 óta foglalkozott a problémával, de a megoldást csak 1939-ben szabadalmaztatta.

Ez a kettő terjedt el nálunk a hídépítésben a II. világháború után, és mind a mai napig meghatározó szerepe van. Ezekhez csatlakozott a **DYWIDAG** (utófeszítési) **rendszer**.

A **szabadkábeles feszítést** *Dischinger* 1928-ban kezdte el. Vonóvasas íveknél azt a megoldást alkalmazta, hogy a vonórudat olyan mértékben rövidítette meg, lehorgonyzás előtt, hogy az ívben nyomatékok ne keletkezzenek.

Hazánkban az *első merevítőgerendás ívhíd* az 1941-ben épített szolnoki felüljáró volt.

A II. világháború előtt vonórudas, majd utána a Keleti Főcsatorna építése során vonórudas, később vonókábeles hidakat építettek, építés közben háromcsuklós kialakítással, a pályalemezt és a függesztőrudakat előterheléssel repedésmentessé téve.

*Lipták László és Tarpai Gyula az alsópályás ívhidakban a vonórudat feszített pályatáblával helyettesítette.*

**Böröcz feszítési rendszere** [*Böröcz* (1952, 1953)]. A legelső az 1949-ben épített szabadszállási és fülöpszállási Duna-völgyi Főcsatorna-híd volt. Hossza 11,40, szélessége 9,0 m. A lemez 34 cm vastag, rajta 5 cm aszfaltburkolattal. Hosszirányban 13, keresztirányban 4 kábelpár volt, mindegyikben 2 kábel. A kábeleket 35 db 5 mm átmérőjű huzalt kábellel rendezték, melyet egy félkör alakú feszítőtárcsa körül hajtű alakban meghajlítottak. A kábelpár másik végén a huzalokat elemi szálakra széthúzva lehorgonyzó tömbbe, a lehorgonyzó tömböt a lemezbe bebetonozták. A kábeleket úgy feszítették meg, hogy a feszítőtárcsát hidraulikus sajtóval a beton megszilárdulása után a szükséges mértékben elmozdították, majd a kábeleket – megfeszített állapotban – ékoszlopok segítségével rögzítették. A kábelek csúszását speciális bitumenes bevonat segítette elő.

A rendszer előnye volt, hogy a huzalok utólag nem csúszhattak meg. Hátránya volt, hogy sok nehéz szerelvényt igényelt és nehezkesebb volt, mint a hagyományos utófeszítési rendszerek. Az országos közutakon két ilyen hidat építettek, és egyet Kaposvárott.

**Feszítés hővel.** Galambokon (1951), a 7. sz. út 214+968 km szelvényében 10,60 m támaszközü, 3 főtartós, 3 közbenső és 2 végkeresztartó, ferde közúti vasbeton hidat az új terhelésre meg kellett erősíteni. A közbenső keresztartó és a középső főtartó mindkét oldalára 1–1 külső pót acélbetét került, amelyeket elektromos árammal felmelegítettek, majd a számított nyúlás elérése után rögzítették. Ezáltal a lehűlés után a hidat – az összehúzódó acélbetétek – a tervezett mértékben megfeszítették. Az erősítést *Gállik István* tervezte. A híd 1993-ban még szerepelt a hídnyilvántartásban.



### 33.1.1.7. Az üzemi előfeszítés kezdetei hazánkban és a típushidak

1948-ban a Gazdasági Főtanács Mihailich Győző professzor vezetésével megalakította az *Előfeszítési Bizottságot*, s ez kidolgozta a feszített szerkezetek tervezésére és építésére vonatkozó irányelveket, 1952-ben megjelent az MNOSZ 15026-52-es szabvány, amely a feszített szerkezeteket szabályozta. 1956-ban kiadták az új Közúti Hídszabályzatot, amely már részletesen tárgyalta a feszített hídszerkezeteket.

1948-tól rohamos fejlődés indult meg a feszített betonhidak terén. Ezt az időszakot útkeresésnek is lehet tekinteni, mivel még csak kialakulóban voltak a minőségi beton előállítási feltételei, ezután kezdtük gyártani a nagy szilárdságú, periodikus profilú acélokat, és egyelőre még külföldről hoztuk be a feszítőhuzalokat.

A feszítés ügyén sokat segített a *Böröcz Imre* által szerkesztett, 1952–1953-ban megjelent *Feszített betonszerkezetek* c. könyv, amely világviszonylatban is megállta helyét.

Hasonló jelentőségű volt *Palotás László* *Minőségi beton* c. könyve, amely a minőségi betonkészítés elméleti és gyakorlati alapjait adta meg.

3–7 m nyílású szerkezetekhez *Bölcskei Elemér* és *Petúr Alajos* a zsaluanyagként és teherviselő szerkezetként egyaránt használható *előfeszített pallókat* dolgozta ki.

10–17 m nyílásokhoz az üzemben előre gyártott *Hoyer*-tartókkal kísérleteztek. Néhány hídnál zsalunak feszített pallót használtak. Az első előrefeszített gerendás híd a perei Hernád-híd volt.

**Üzemben előre gyártott hídgerendák (típusgerendák) és építésük** [*Sigrai-Tápai* (1990), *Márkus* (1974)].

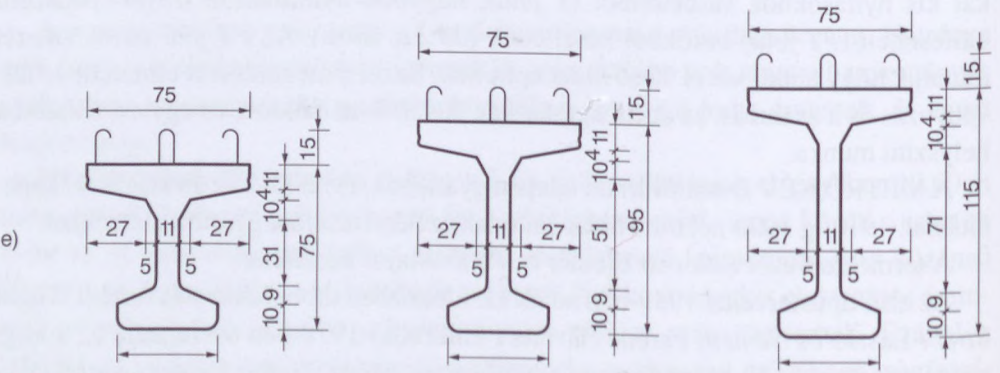
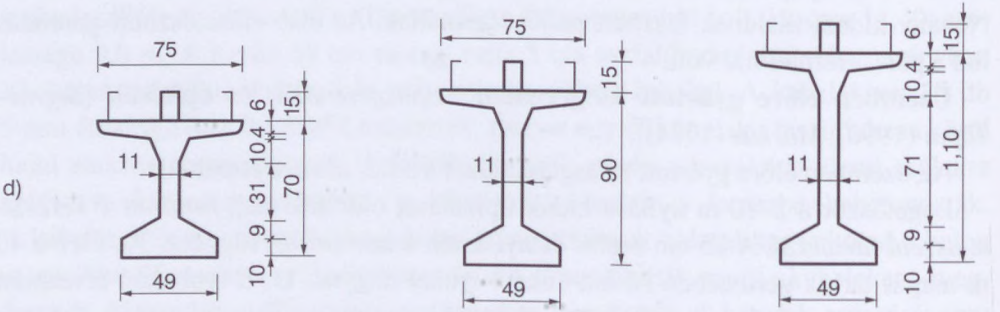
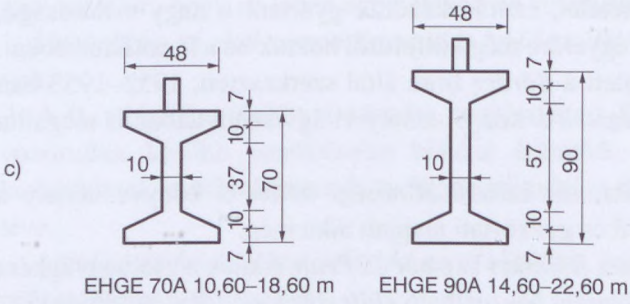
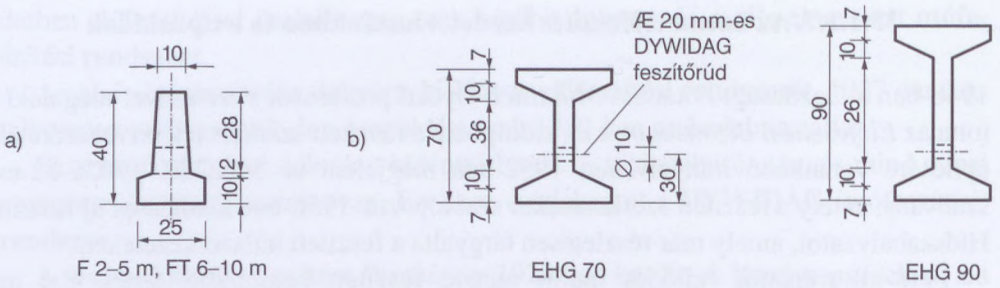
Az üzemben előre gyártott típusgerendákat a 33.2. ábra szemlélteti.

Legelőször a 2–10 m nyílású hidak tipizálását oldották meg *fordított T keresztmetszetű tartókkal*. A 25 cm széles és nyílástól, teherbírástól függően 30, illetve 40 m magas tartók gerincében 30 cm-enként lyukat hagytak ki. E lyukakon átvezetett betonacél, valamint a helyszíni beton biztosította a tartók együttdolgozását. A tartókat kis nyílásokhoz vasbetonból (*T jelű*), nagyobb nyílásokhoz *Hoyer*-rendszerű előfeszített (*FT jelű*) tartókból készítették (33.2.a. ábra). Az FT jelű tartók sikerét mutatja, hogy abból közel 1300 hidat építettek. Ezzel a megoldással elmaradt az állványozás és a zsaluzás, az acélmegtakarítás 20–30%-ra adódott, és egyszerűsödött a helyszíni munka.

A METRÓ KÉV Dombóvári úti telepén gyártották, évi 200–250 db kishídnyi kapacitással. 1970-ig 1000-nél több hidat építettek ezekkel az előre gyártott elemekkel.

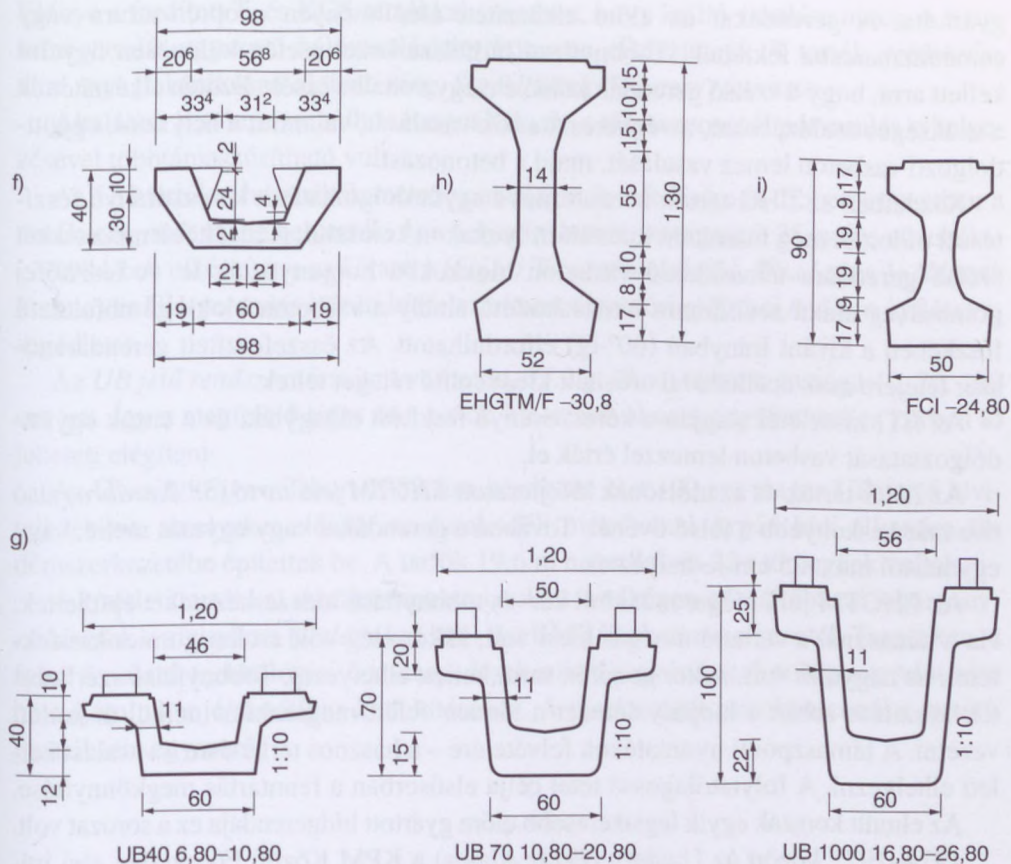
A termékterveket *Bölcskei Elemér* és *Petúr Alajos* készítette.

Az első títusterveket 1959-ben adták ki. Időközben több módosítás történt. Végül *Strébl László* és *Németh Ferenc* (Uvaterv Hídiroda) 1978-ban összegezte az addigi módosításokat 2–10 m nyílású gerendabetétes közúti hídfelszerkezet kialakítása ( $\alpha = 60^\circ\text{--}90^\circ$ ) címmel.



33.2.a ábra. Üzemben előre gyártott típusgerendák. a) FT jelű; b) EHG jelű; c) EHGE jelű; d) EHGT jelű; e) EHGTM jelű





**33.2.b ábra.** Üzemen előre gyártott típusgerendák. f) UH jelű; g) UB jelű; [Sigray T.–Tápai A. (1990)] h) az EHGTM tartók továbbfejlesztett változatok (EHGTM/F); i) FCI jelű hídgerenda (Kerényi Gy.)

10–20 m nyílásra született meg a 70 és 90 cm magas Hoyer-rendszerű feszítéssel készített, *I-tartókból álló felszerkezeti rendszer*. Az egymás mellé helyezett I-gerendák felső és alsó övei közötti hézagot cementhabarccsal töltötték ki. A tartók együttműködését keresztirányú feszítéssel érték el. A feszítőelemeket a tartó m-enként lévő lyukain vezették át és a két szélső tartónak feszítették. Így kéttámaszú hidakat lehetett készíteni, de a támaszok feletti pótvasalással a többtámaszúsítást is megoldották.

Ezzel az új tartótípussal az ÉTI-ben *Barczikay Dénesné* (1972) által végzett statikus és fárasztási kísérletek eredményei szerint a keresztirányú teherelosztás lényegesen nem változott, amíg a két középső feszítőrúd működött.

Ezen kísérletek alapján dolgozták ki az *EHGE termékcsaládot* (33.2.c. ábra) az 1970-es évek elején, majd az 1970-es évek közepén az *EHGT tartócsaládot* (33.2.d. ábra) 30 m nyíláshatárig. A hídtypust a BVM Dunaújvárosi Gyárának hirdi telepe



gyártotta. A gerendákat az előre elkészített alépítményen neoprén-sarura vagy cementhabarcsba fektették. Többnyílású hídfelszerkezet esetén különösen ügyelni kellett arra, hogy a szélső gerendák külső éle egy vonalba essék. Ezután elkészítették a szükséges zsaluzásokat, a végkereszttartók vasalását, valamint a helyszíni, együtt-dolgozó vasbeton lemez vasalását, majd a betonozást.

Kezdetben az EHG-tartók keresztirányú együttdolgoztatását keresztirányú feszítéssel oldották meg m-enként kialakított lyukakon keresztül. A feszítőelemeket a két szélső gerendára támaszkodó vasbeton blokkokba horgonyozták le. A feszítőfej gömbsüveg alakú acélidomra támaszkodott, amely a vasbeton blokk gömbfelületű fészében a kívánt irányban (60°-ig) elfordulhatott. Az összefeszített gerendarendszer tetejére csak acélhálóval erősített kiegyenlítő réteget tettek.

Az ÉTI kísérletei alapján a keresztirányú feszítést elhagyták, és a tartók együtt-dolgoztatását vasbeton lemezzel érték el.

Az EHG-tartók és az utolsónak kifejlesztett *EHGTM jelű tartó* (33.2.e. ábra) alsó öve már keskenyebb a felső övénel. Továbbá a gerendákat vagy egymás mellé, vagy egymástól max. 25 cm-re helyezték.

Az EHGTM jelű híderendákból két- és többnyílású hídszerkezeteket építhettek. Ha a támasznál a várható mozgás kicsi volt, akkor elég volt azokat gumicsíkra fektetni, ha nagyobb volt, akkor neoprén sarut kellett elhelyezni. Többnyílású szerkezetek készítése során a hídpályaalemezt a támasz felett megszakítás nélkül át kellett vezetni. A támaszponti nyomatékok felvételére – a hasznos terhelésre – vasalást kellett elhelyezni. A folytatólagossá tétel célja elsősorban a fenntartás megkönnyítése.

Az elmúlt korszak egyik legsikeresebb előre gyártott híderendája ez a sorozat volt.

1974–1977 között az Uvaterv (*Petúr Alajos*) a KPM Közúti Főosztálya elvi irányításával, a Beton- és Vasbetonipari Művekkel együttműködve, 2–12 m nyílású közúti hidak építéséhez kidolgozta a KCS jelű híderenda gyártmány (vasbeton) sorozattervét. A KCS-gerendák trapéz alakúak, amelyekből felül hatszögletű gerendák állnak ki a csúszatóerők felvételére és a keresztirányú csatornák kialakítására. A gerendák a helyszíni betonnal dolgoznak együtt, de vasalásuk valamivel egyszerűbb a fordított T-tartós szerkezetűeknél. Ezt a tartótípust a BVM Miskolci Gyára gyártotta.

A teherhordó felszerkezetet a gerendák szorosan egymás mellé helyezésével és keresztirányú együttdolgoztatásukkal alakították ki. Az építés során a gerendákon elhelyezték a kengyelekkel összefogott vasalást a keresztcsatornában, a 6 mm átmérőjű, 20 cm osztású hálóvasalást, amelyet az érintkezési helyeken a keresztirányú acélbetétekhez rögzítettek, majd a pályaalemezt bebetonozták.

Az Uvaterv (*Petúr Alajos, Kemény Ádám és Nieberl Ferenc*) 1981-ben elkészítette a *KCS-gerendás közúti hídfelszerkezet 2–12 m nyílásra* c. tervezési segédletet.

A kis nyílású hidak akkor legújabb típusú tartója a vasbeton *UH jelű híderenda* (33.2.f. ábra). A 40 cm magas tartók U keresztmetszetűek, belső oldalfaluk olyan kialakítású, hogy a tartó és a helyszíni beton közötti együttműködést biztosítsa.



Előnye a fordított T- és KCS-tartókkal szemben, hogy kiálló vasalása nincs. A helyszíni vasalás egyszerű hálóvasalásként könnyen elkészíthető. A tartók széthúzása által anyagtakarékosan oldható meg. *Sigrai Tibor* (Uvaterv) tervezte.

Általában kéttámaszú hídhoz használták, de a támaszpontonál pótvasalás elhelyezésével többtámaszúsítható volt.

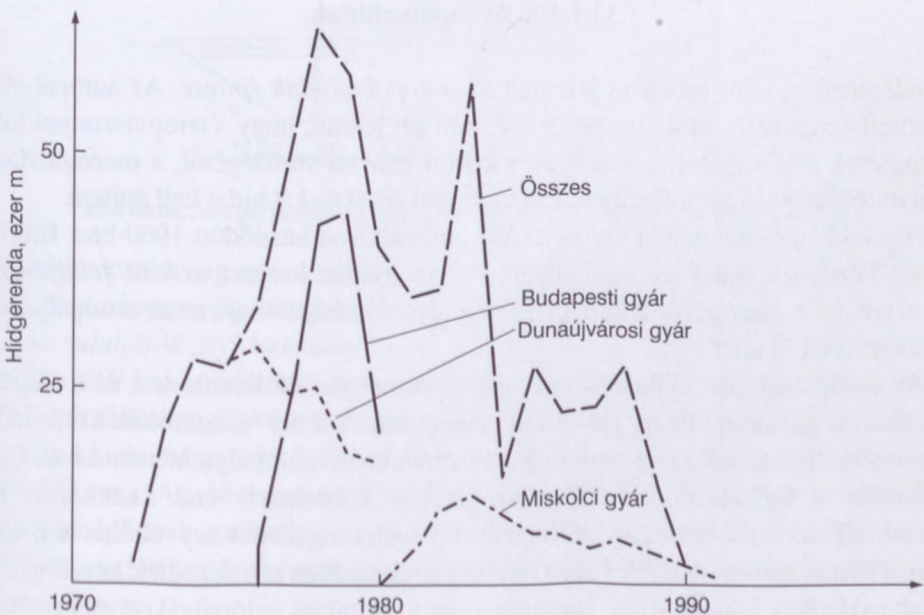
Az UH-tartókat használták metró-vonalalagutak lefedésére is. Ebben az esetben a tartókat egymás mellé helyezték, és a helyszíni lemez vastagságát 25 cm-re növelték.

1984-ben elkészítette az Uvaterv (*Sigrai Tibor* témafelelős, *Kiss Lajos* és *Németh Ferenc*) az UH-gerendás közúti hídfelszerkezet tervezési előírásai 4–14 m nyílásra c. segédletet.

Az *UB jelű rendszer* (feszített vasbeton, 33.2.g. ábra) tartómagassága 40, 70, 100 cm lett. Így a megfelelő típus és a tartók kiosztásával az igényeket széles körben ki lehetett elégíteni.

Az Uvaterv (*Sigrai Tibor*) 1983-ban készítette el a 100 cm magas UB-tartó kiviteli terveit, amelyeket először az észak–déli metróvonal Árpád hídi állomása fődémszerkezetébe építettek be. A tartók 19,6 m hosszúak és 22 t tömegűek voltak.

A kísérleti tartókkal szerzett tapasztalatok, a tartóvégen a feszítőhuzal lehorgonyzódásának a vizsgálata [*Balázs L.* (1991)] a BME Vasbetonszerkezetek Tanszéken, a felső öv alatti technológiai hosszrepedések miatt a gyártástechnológia módosítása hozzájárultak a jó tartótípus kialakításához. A vízvezetés azonban ennél a tartótípusnál sem egyszerű.



33.3. ábra. Üzemen előre gyártott hídtartók mennyiségének időbeli alakulása (BVM adatai)

Többszörös UB-gerendás hídfelszerkezetet a közbenső támaszok felett – pót acélbetétekkel – a támaszponti nyomaték felvételére alkalmassá kellett tenni. E több támaszúsítás célja elsősorban forgalmi és fenntartási előnyök elérése volt.

Az UB-gerendás hídfelszerkezetek tervezéséhez az UVATERV segédletet dolgozott ki. Témafelelős *Sigrai Tibor*, konzulens *Strébl László* volt. Kidolgozta: *Kiss Lajos és Földváry Kálmán*.

Összehasonlítva az EHGTM tartóval a következő előnyei vannak:

A korrózió elleni védelem szempontjából előnyös, hogy a betontakarás 3,5 cm (ezt a gerincvastagság 11 cm-ről 14 cm-re növelésével érték el), a beton jele C35 a C30 helyett, és a 30,0 m nyílású hídnál az egymás melletti tartók gerinctávolsága 1,0–1,1 m a hídszélesség függvényében (az EHGTM jelű tartónál ez az érték 80 cm), ami a híd vizsgálatát a tartók között lehetővé teszi.

A megnövelt tartómagasság miatt a tartók felhajlása mintegy feleakkora, mint az EHGTM tartóké, a felhajlások szórás pedig kicsi. A tartó oldalirányú kardossága is lényegesen kisebb.

Az M1 autópálya Győr–Hegyeshalom szakaszán az 1994. év végéig számos hidat építettek ilyen hídgerendákkal, legtöbbet a Magyar Aszfalt Kft.

Az üzemben előre gyártott hídtartók mennyiségének időbeli alakulását az 1970–1990 időszakban a 33.3. ábra szemlélteti.

A gyártmányfejlesztés a BMV Épelem Kft.-nél [*Tápai–Fövenyi–Kókai* (2004)] és a Ferrobeton Zrt.-nél [*Bedics–Dubrovsky–Kovács* (2008)] folyamatos.

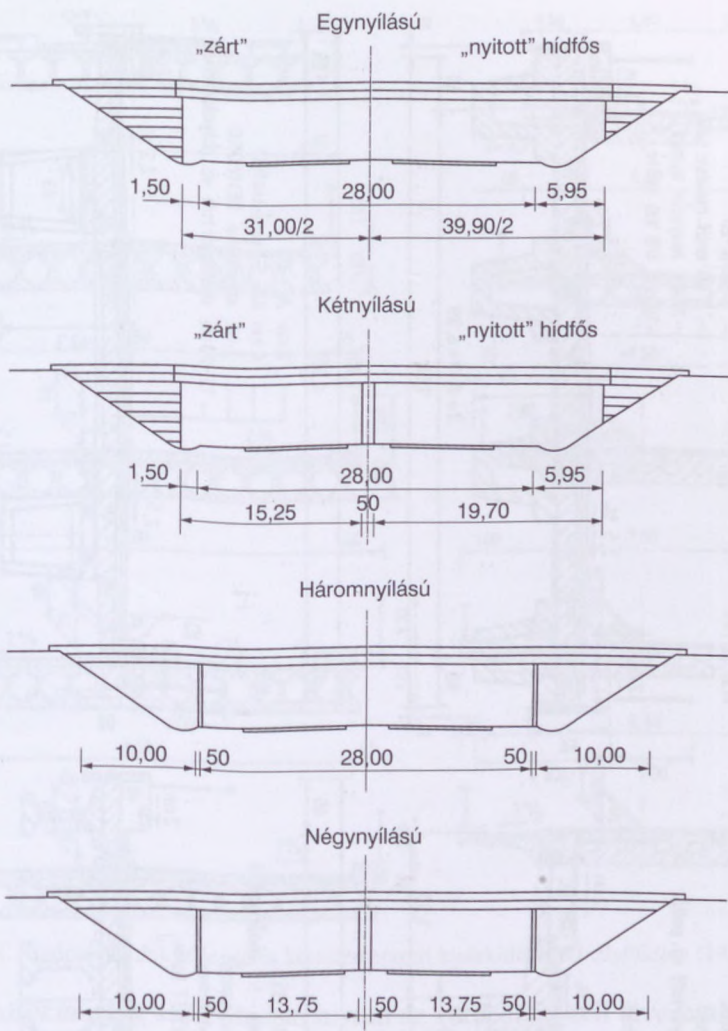
### 33.1.1.8. Autópályahidak

A hídépítésben is új feladatot jelentett az *autópályahidak építése*. Az autópályán a szintbeli keresztezés nincs megengedve, ami azt jelenti, hogy a terepviszonyoktól, a települések távolságától, a vasúti és a közúti hálózat sűrűségétől, a mezőgazdaság igényeitől függően az autópályán kilométerenként 0,6–1,8 hidat kell építeni.

Hazánkban az autópálya-építés az M7 autópályával kezdődött 1960-ban. Ettől az időtől kezdve a hidat az autópályához viszonyított helyzet szerint *felüljárónak* nevezték, ha az autópálya áthidalta az akadályt, és *aluljárónak*, ha az autópálya volt az átvezetett híd alatt.

Az autópályahidak építése során több tanulmánytervet készítettek, és a megépített hidat a gazdasági és az esztétikai szempontok szerint választották ki. A hidak nagy csoportját teszik ki az aluljárók. Az áthidalandó autópálya mérete adott, így a megoldás is tipizálásra ösztönöz. Azonban a *Schächterle und Leonhardt: Die Gestaltung der Brücken* c., az 1930-as évek végén megjelent könyvből is láthatjuk, hogy a német autópálya-építés igen intenzív szakaszában is törekedtek az autópályahidak esztétikus kialakítására. Ugyanis a nagy forgalmú autópályákon az esztétikai

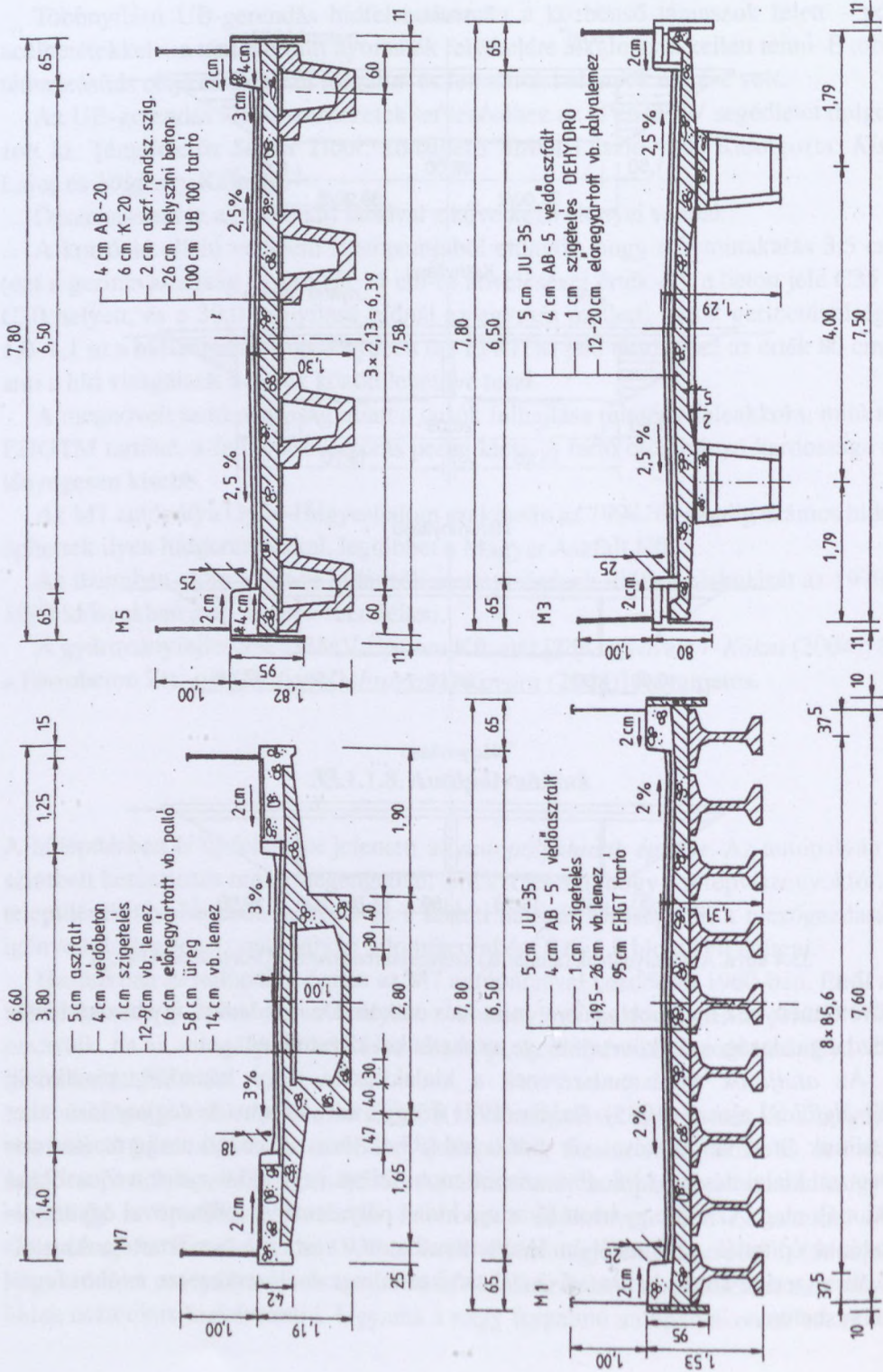




33.4 ábra. Autópályahidak (aluljárók) szerkezeti rendszerei [Királyöldiné (1985)]

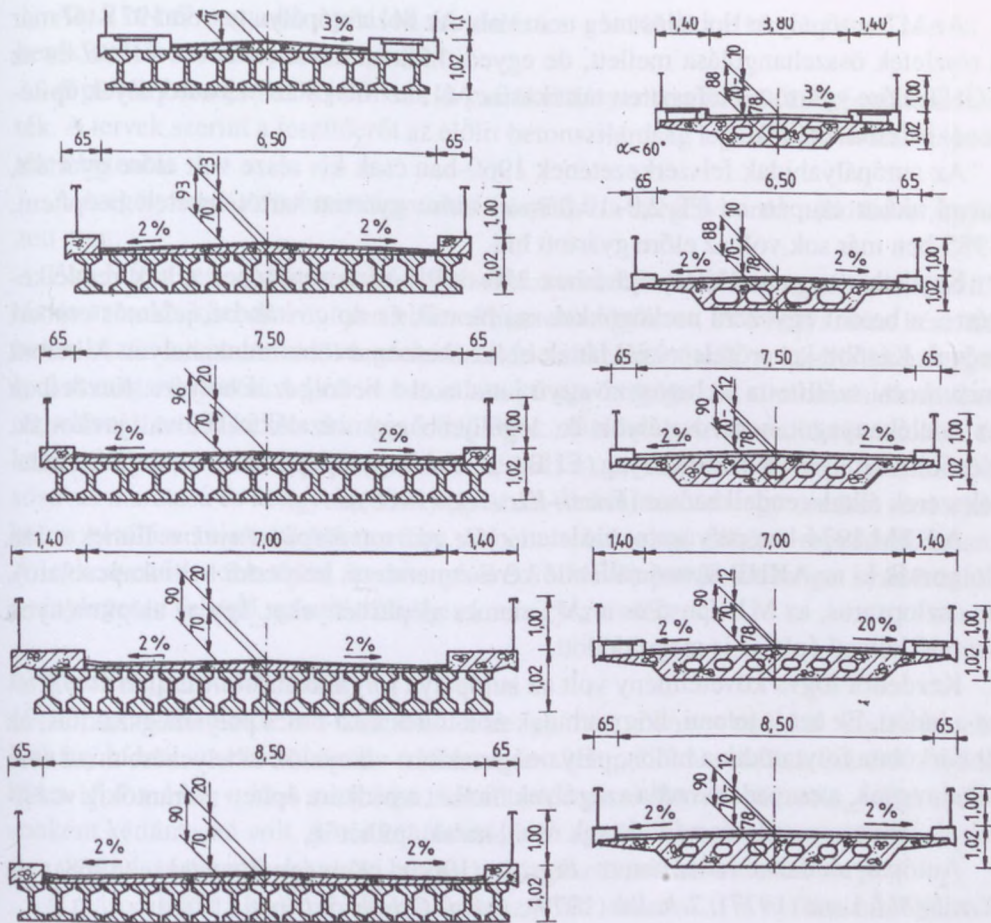
követelménynek nagyobb a súlya, mint más utakon. De mindenütt, így hazánkban is küzd a gazdaságosság követelménye az esztétikai követelménnyel.

Az *aluljárók* nyílásrendszerének a kialakítására négy lehetőség kínálkozik [Királyöldi Lajosné (1985), Balázs (1971)]: egy-, két-, három- és négynyílású lehet a nálunk általában szokásos sík vidéki híd (33.4. ábra). A közúti aluljárók keresztmetszeti kialakítását a 33.5. ábra szerinti monolitikus vagy előre gyártott főtartókkal oldották meg. Az előre gyártott főtartójú hidak pályalemezét a főtartóval együtdolgozóznak építették, ezek tehát ún. feszített vasbeton – vasbeton öszvértartók. Az utolsó ábra szerinti kettős betonöví öszvértartó tartalmaz acélszerkezetet, a többi feszített vasbeton.



33.5.a ábra. Autópályahidak jellegzetes keresztmetszeti kialakulása [Királyföldiné (1985)] (vázlat)





33.5.b ábra. Autópályahidak jellegzetes keresztmetszeti kialakulása [Királyföldiné (1985)] (vázlat)

A felüljárók mindig széles hidak, hiszen az autópályát kell átvezetni az akadály felett, egyes esetekben több akadály felett (pl. a Bagi völgyhíd az M3 autópályán 256 m hosszú). Az aluljárók lehetnek magas töltésben is. Ez esetben a hídnak a felette lévő töltés tömegét is hordania kell. Gyakoriak a zárt lemezkeretek. Típustervet dolgoztak ki az Uvaterv-ben  $3 \times 3,5 \times 5$  és  $10 \times 7,5$  m űrszelvényű zárt lemezkeretekre, 0–10 m magas töltést tételezve fel. Terveztek 3 és 5 m átmérőjű, hajlított vasbeton csőként méretezett patakhidakat eleinte monolitbetonból, később ROCLA-csőből, 10 m nyílású vasbeton békaszáj szelvényeket, utóbbiak élőmunkaigénye – monolitikus voltak miatt – nagy. Több TUBOSIDER rendszerű 3, illetve 8 m átmérőjű híd is építettek. A vasútvonalak feletti felüljárók majdnem mindig ferdek. Ezeket a hidakat az M7 autópályán (egy kivételével) előre gyártott elő- vagy utófeszített hídgerendák felhasználásával, az M1 autópályán töbtámaszú, ferde lemezhidaként, az M3 autópályára bagi és hévízgyörki vasúti hídját EHGT tartókból építették meg.



Az M7 autópályán tipizálás még nem volt. Az M1 autópálya terveit 1971-től már a részletek összehangolása mellett, de egyedi hídként készítették. Az EHGE és az EGHT előre gyártott, előfeszített tartókat az M1, az M3 és az M5 autópályák építésénél is felhasználták.

Az autópályahidak felszerkezetének 1960-ban csak kis része volt előre gyártott, mivel akkor csupán az FT 2,0–10,0 m-es előre gyártott tartót lehetett beépíteni. 1985-ben már sok volt az előre gyártott híd.

Kezdetben a monolitikus építéshez 250–350 l-es keverőgépek álltak rendelkezésre, a betont egyszerű eszközökkel szállították és dolgozták be, jelentős emberi erővel. Később keverőtelepekről láttak el készbetonnal több munkahelyet. A betont mixerkocsi szállította és betonszivattyú juttatta el a bedolgozás helyére. Kezdetben az adalékanyagot nem osztályozták, legfeljebb egy zúzalékfrakcióval javították. Később osztályozott adalékanyag, ELBA típusú keverőgépcsalád, betonjavító adalékszerek álltak rendelkezésre [Encsi–Kisteleki (1985)].

A KPM 1974-ben pályázatot hirdetett *előre gyártott alépítményekre*. Ennek során dolgozták ki az AKHB típusú (állandó keresztmetszetű, helyszíni betonkapcsolatú), az oszlopsarus, az M1 típusú és a „V”-elemes alépítményeket. Így az alépítmények szerelő jellegű építése is megoldódott.

Kezdettől fogva követelmény volt az autópálya forgalmának zavartalan átvezetése a hídon. Ez azt is jelenti, hogy a hidak és a töltés közt nincs pályamegszakítás, az út burkolata folytatódik a hídon, pályamegszakítást víznyelők elhelyezése miatt sem alkalmaztak, a csapadékvizet a szegélyek mellett a padkára épített surrantóig vezették el. Pályamegszakítás nélkül csak rövid hidak építhetők.

Autópályahidakat ismertetett Sigrái (1966), Kemény–Kisteleki (1968) és Királyföldi L-né (1977), Schulek (1979), Árkai–Orbán–Szirányi (1985).

### 33.1.1.9. Az előfeszítés kezdete

#### a) Feszített pallós lemezhidak [Bölcskei–Petúr (1952)].

3–7 m nyílású szerkezetekhez Bölcseki Elemér és Petúr Alajos a zsaluanyagként és teherviselő szerkezetként egyaránt használható *előfeszített palló* tervét dolgozta ki.

Az előfeszített vasbeton pallók felhasználásánál az alapelv az volt, hogy vasalásuk a készítenő lemez fővasalását és egyben a hídlemez zsaluzatát is alkotta. Az állvány azonban csak részben maradt el, mert a pallókat méterenként alá kellett támasztani.

Ez a szerkezet 2–5 m nyílás áthidalására alkalmas. A pallókban volt elhelyezve a híd tengelyirányban szükséges vasalása. A pallókból kengyelek álltak ki, amelyek – előre gyártott és a monolitikus beton közötti tapadáson kívül – az együtdolgozást biztosították a kétféle beton között. A keresztirányú együtdolgoztatást a helyszíni betonba alul és felül elhelyezett elosztó vasalással oldották meg.



Az 5 m-nél nagyobb nyílások áthidalására – a Közúti Hídszabályzat szerint – kerékvetőt is kellett építeni.

A pallók betonja B200 jelű volt. A pallókat *Hoyer*-rendszerű feszítéssel készítették. A tervek szerint a feszítőerőt az előírt betonszilárdság legalább 80%-ánál engedték a betonra.

A szegélybordás vasbeton lemezhid készítése a szegélyborda nélküliével egyezett meg.

Az előfeszített vasbeton pallós hídszerkezetekkel kapcsolatos aggályokat (szállítás és szerelés közben könnyen eltörnek, az előre gyártott és a helyszínen készített beton között a tapadás nem megfelelő) kísérletekkel tisztázták. A kísérletek az aggályokat megszüntették. A kétféle beton közötti együttléteződést statikus és dinamikus terhelésnek tették ki. Az érintkező felületek: a) előre gyártott palló rovátkolása és kengyelek; b) rovátkolás kengyelezés nélkül; c) rovátkolás helyett a betonfelület sósavas maratása és kengyelezés. A kapcsolat tönkremenetele egy esetben sem a két beton elválása miatt következett be, hanem a betonban fellépő repedések miatt. A legkedvezőtlenebb törési eredményből 0,82 MPa tapadófeszültséget számítottak, a ténylegesen fellépő nyírófeszültségnek a négyszeresét.

#### b) Feszített gerendás hidak

10–17 m nyílásokhoz az üzemben előre gyártott *Hoyer*-tartókkal kísérleteztek. Néhány hídnál – a tartók között – zsalunak feszített pallót használtak. Az első (1950) híd a 15,4 + 14,8 + 15,4 m nyílású, két főtartós perei Hernád-híd volt. A híd nyílásonként kéttámaszú volt. A híd két főtartójának együttléteződését a nyílásközépen és a gerendavégeken helyszínen betonozott kereszttartókkal oldották meg.

A második híd a háromfai Rinya árapasztó híd volt. A 7,0 m nyílású híd lemezének zsaluzatát feszített pallókkal oldották meg.

1951-ben építették a Fővám (Dimitrov) téri villamosvasúti aluljáró közúti pályaszerkezetét [Kovács házy (1954)].

A 12 m szabad nyílású hidat egymás mellé helyezték, 60/25 cm befogadó méretű, *Hoyer*-rendszerű és keresztirányban összefeszített I tartókból készítették. A kengyelek is feszítettek voltak.

Az előre gyártott tartókat 10 cm vastag vasbeton lemezzel dolgoztatták együtt. Kovács házy Frigyes és munkatársai (Főmterv) tervezték [Gnädig (1955)].

#### 33.1.1.10. Helyszínen előre gyártott utófeszített hidak

Az első, helyszínen előre gyártott, feszített híd a kaposvári *Gorkij úti híd* volt, amelyet az Uvater (Szegedy István) tervezett. Az 1955–58-ban épített híd 29,55 m támaszközü, 61°10' ferdeségű, sík alapozású volt.



Új volt az előregyártás gondolata, a B560 jelű helyszínen előállított beton és az előre gyártott tartók együttdolgoztatása keresztirányú feszítéssel. Új volt az is, hogy a francia cementkötésű lehorgonyzófej helyett harang alakú kovácsoltvas lehorgonyzófejet készítettek.

A 7 db I keresztmetszetű tartót a híd közepén gyártották le, kétoldalra húzták, majd keresztirányban rendezték. Az akkor érvényben lévő 1956. évi közúti Hídszabályzat említette először a B560 jelű betont. A tervező merészségét mutatta, hogy a B560 jelű betont választotta. A Közúti Hídszabályzat szerinti betontervezésből indult ki, és ma úgy mondjuk, hogy lényegében pépteltített betont terveztek az előkísérletek során:  $365 \text{ kg/m}^3$  C600 jelű cementtel, bazalt durva adalékanyaggal és 0,32 víz-cement tényezővel. Az alsó öv sűrű kábelezése és a vékony gerinc miatt merülő vibrátort nem használhattak. A zsaluvibrátorokat a merev fa oldalzsaluzaton helyezték el (120 db-ot). Csehszlovák tapasztalatok alapján a vibrátorok rezgésszáma 7800 ford/perc volt.

Kábelenként 18 db 5 mm átmérőjű, 150.130 KB minőségű feszítőhuzalt építettek be. Az alsó és felső övet 40 cm-enként keresztirányban is összefeszítették. A felső övben lévő feszítés egyúttal a vasalást is helyettesítette. A keresztirányú feszítés csavarásra merev szekrénytartót eredményezett. A híd próbaterhelése szerint a bordák bármely teherállásra egyformán vettek részt a teherviselésben. A hidat az 1956. évi Közúti Hídszabályzat szerint B jelű teherre méretezték, de az A jelű teherre is megfelelt.

A hidat a Hídépítő Vállalat építette. Építésvezetője *Erdős Zoltán* volt.

Hasonló volt a szolnoki Tisza-híddhoz a szolnoki Zagyva-híd, de az utóbbit *Szegedy István* tervező teljesen egyedi módon többtámaszúsította.

Az 1970-es évek elején a BVM (Beton és Vasbetonipari Művek) legfeljebb 22 m hosszú feszített hídtartókat tudott gyártani. Viszont szükség volt 22–32 m hosszú feszített hídtartókra, amelyek már 30–40 t tömegűek voltak, és telepített üzemből nagy távolságra való fuvaroztatásuk nehézkes és igen költséges lett volna. Ezért a Hídépítő V. helyszíni előregyártással állította elő azokat. Bár a Hídépítő Vállalatnak az állt érdekében, hogy ugyanazt a sablonparkot lehessen felhasználni, ez nem sikerült, és a 33.5. ábrán feltüntetett tartótípusok alakultak ki. Az algyői ártéri Tisza-híd szeletelt tartóit alkalmazták Kunszentmártonban és Köröstarcsán az ártéri hídszakaszokon. A pécsi I tartós felüljáró tartóit az EHG-rendszer előfutárainak lehet tekinteni. A fővárosban a FŐMTERV-típusú gerendákat alkalmazták [*Sigrai* (1984)]. Ezt megelőzően az első helyszíni előre gyártó telepet Kaposvárott építették.

A 33.6.b. ábrán feltüntetett gerendák előregyártás szempontjából három csoportba sorolhatók [*Penkala T.* (1974)]:

- I szelvényű utófeszített gerendatípus (pl. pécsi felüljáró).
- I szelvényű utófeszített gerendatípus (pl. Jászberényi úti felüljáró).
- Szeletelt T szelvényű (pl. algyői ártéri Tisza-híd).





Mindegyikben közös volt, hogy *Freyssinet*-rendszerű feszítést alkalmaztak, és az elemeket 400 kN teherbírású híddaruval emelték be.

Az egyes típusokat a következőképpen gyártották.

A **pécsi felüljáró** tartóinak gyártásához 72×12 m alapterületű csarnokban 4 gyártópádot létesítettek. A fenéklemezék helyhez kötöttek, az oldalfalak mozgathatók, leemelhetőek voltak.

Az előírt betonszilárdsági osztály B400 volt.

A betont felülről, rúdvibrátorokkal tömörítették. A vékony gerincben a vasszerelés és a kábelburkoló csövek miatt nem mindenütt lehetett vibrálni, ezért 0,5 m% Plastol képlékenyítő adalékszeret adagoltak a cementre vonatkoztatva, a cementtartalom 450 kg/m<sup>3</sup>, a konzisztencia képlékeny volt. Eleinte hetente két, később öt tartót gyártottak. A tartókat az üreges sablonba vezetett gőzzel érlelték. A beton 24 órában elérte 32, 28 napos korban a 47–50 MPa kockaszilárdságot. A tartókat nyáron 700, télen 1000 órafokszámnak megfelelő hővel szilárdították.

A tartókat a tárolótérre osztott-zsámolyos „Crane Freuhaufl” trailerrel szállították. A tartókat a trailerre és a hídpillérré 2 db 400 kN teherbírású MDK 404 típusú autódaruval emelték.

Az előregyártás 1972. novembertől 13 hónapon át tartott, és ezalatt 178 db 30,8 m hosszú, 37 t tömegű hídtartót gyártottak le, majd emeltek be.

A **Jászberényi úti felüljárót** [Könczöl L-né (1972), Dalmy-Könczöl L-né (1973)] 9 nyílású híd vezeti át a budapest–nagykátai vasútvonal felett. A hídhöz 82 db 26 m hosszú, 34 t tömegű utófeszített vasbeton tartót kellett legyártani.

A híd mellett nagy szabad tér volt, az elemeket a szabadban gyártották le 1972 tavaszától 6 hónapon át. A legyártott elemek a helyükön maradtak, a sablont vitték tovább. A nehéz acélsablonok helyett bádoggal bélelt fasablonokat használtak. A 30 cm vastag gerincben a vibrálást jól meg lehetett oldani. Heti 4 tartót gyártottak. Az elemeket 3 hét alatt helyezték el. Gőzölésre nem volt szükség. A tartókat hasonlóan szállították, mint a pécsi hídnál.

A kedvező tapasztalatok alapján a módosított Főmterv szelvényű hídtartókat további öt budapesti hídhöz is ezen a telepen gyártották le (Sibrik Miklós úti, Árpád úti, Könyves Kálmán körúti, Határ úti és a BAH-csomóponti felüljáró).

Az építésvezető *Nagy István* volt.

Az előre gyártó telep szervezésében *Penkala Tibornak* volt irányító szerepe.

Az **algyői ártéri Tisza-hídhöz** a T keresztmetszetű gerendákat 6 db, kb. 4 m hosszú részben gyártották le. Az acélsablon gumirugókon nyugodott, és a tömörítést az acélsablonra felerősített zsaluvibrátorral oldották meg.

2 naponként gyártottak le egy teljes, 24,4 m hosszú hídtartót. Heti teljesítmény 2,5 tartó volt.

A gyártás menete a következő volt:

7–15 óráig kizsaluzás, sablontisztítás, összeszerelés, szerelvényezés.

15–16,5 óra: 3 db tartószület betonozása.



18 órától másnap 5 óráig: gőzölés 60 °C hőmérsékleten.

A tartószerkezeteket nyáron egy hétig tartó vízfürdőben utókezelték, télen csak letakarták és locsolták.

A tartószeleteket traktorral vontatott pótkocsin szállították az építés helyére. Összeállították a hídtartót. Az elemek között 4 cm hézagot hagytak, ezt bezsaluzták és habarccsal töltötték ki. Kezdetben a hézaghabarcs befolyt a kábelburkoló csövekbe, később ezt gondos munkával megelőzték.

A hidat *Strébl* László (Uvater) tervezte.

A szeletelt tartókat csak akkor érdemes gyártani, ha előnyt jelent az, hogy nagy távolságra nem egy hosszú, nehéz hídtartót kell szállítani, hanem csak kisebb elemeket. Ennél ezt az előnyt nem lehetett kiaknázni.

### 33.1.1.11. Őszvérhidak

#### a) Az őszvérhidak rövid fejlődéstörténete [Platthy (1959, 1966)]

Őszvérszerkezeten (együttdolgozó szerkezet) olyan szerkezetet értünk, amely acél- és vasbeton elemek összekapcsolásával jön létre. Az ilyen módon kialakított hidak tehát vegyes anyagúak.

Az együttdolgozó szerkezet őse a vasgerenda betétes betonszerkezet, amelyet elterjedten alkalmaztak. Ilyenek a még ma is üzemben lévő vasúti acélgerendás teknőhidak.

A századforduló körüli időszakban a franciák már felvetették, hogy az acéltartókra helyezett vasbeton pályatáblát fel lehetne használni az acéltartó nyomott öveként. Az első két őszvérhidat Chamber-ben, illetve Toulouse mellett, a Kanal du Midi felett építették. Utóbbi támaszköze 30,25 m volt, és 1907-ben adták át a forgalomnak.

Bár az őszvérhíd műszaki és gazdasági előnyeit látták, akkor nem terjedt el. Terjedését az I. világháború kitörése és a beton lassú alakváltozásának a felfedezése (1915) is késleltette.

Komoly előrehaladást jelentett, hogy hazánkban 1925-től kezdve az elavult közúti acélhidak pályaszerkezetét a régi hidak acél hosszartóihoz mereven kapcsolódó vasbeton pályatáblával erősítették meg.

Az együttdolgozó szerkezetek építésére való tudatos törekvés az 1930-as években indult meg. 1930–32-ben az USA-ban méréseket végeztek együttdolgozó szerkezeteken. 1936-ban Bad Aussee (Ausztria) mellett 22 m támaszközü közúti, 1937-ben Bressonak (Svájc) mellett 25 m támaszközü vasúti hidat építettek. Ezt követően az 1938., illetve 1940. évi német és az 1939–40. évi magyar kísérletek jelentették a fejlődés lépéseit. A II. világháború alatt csak a svájci EMPA kísérletezett.

A háborús hídpusztítások helyreállítása különös lendületet adott az őszvértartók alkalmazásának. A gyors kivitel lehetősége, az állványozás elhagyása, a romházak-



ból, valamint a hidak roncsaiból kitermelt hossz- és keresztartók közvetlen felhasználási lehetősége kedvezett az öszvértartós építési rendszernek. Széchy (1950) szerint a vidéken újjáépített kisebb és középnyílású hidak felét ilyen rendszerrel építették újjá, de ez az építési mód nem korlátozódott csak kis hidakra.

Építettünk típusú alapján is 10 m nyílásig öszvérhídat.

Még 1941-ben is azt állították a német szakemberek, hogy 500 mm-nél magasabb acéltartók egyúttoldoztatása a vasbeton lemezzel nem jelent előnyt. Az 1940-es évek végére ez a nézet megváltozott, aminek elsősorban a betonminőség javulása volt az oka.

A magyarországi kísérleteket 1939–40-ben a Kereskedelem- és Közlekedésügyi Minisztérium Közúti Hídosztálya Széchy (1957) javaslatára és irányításával végeztette az óbudai Árpád-híd pályaszerkezete tervezésének előkészítéséhez. Ötféle modellt (különböző típusú hegesztett sík- és dongalemezes, valamint acéltartós pályaszerkezetekkel) vizsgáltak eredeti méretben (két keresztartó közötti pályarész), a modelleket statikus és 500 kN méréshatárú pulzátorral dinamikus terhelésnek vetették alá. Ezek közül a legolcsóbb és a legkevesebb acélt igénylő megoldás az egyik I-220-as hengerelt acéltartókkal egyúttoldozó, 15 cm vastag vasbeton lemez volt. A kapcsolatot a hengerelt tartókra hegesztett kampós betonacél alkotta. A kísérlet azt bizonyította, hogy a kapcsolat egyszerűen megoldható, és a 15 cm vastag vasbeton lemez közúti hidaknál elegendő.

A hazait követő külföldi kísérletekkel a kapcsolatok kialakításának módját és a kapcsolat teherbírását vizsgálták. A kutatások eredményeként fejlődtek a kapcsolóelemek formái.

Végül megemlítjük Platthy, Szabó és Fekete (1993) kísérleteit, amelyek során a hőmérséklet és a zsugorodás hatását vizsgálták az öszvértartóra, amelyet az acéltartó előfeszítésével szimuláltak.

## b) Öszvérhídjaink

A II. világháború után az öszvérhidak terén is nagy volt a fejlődés, részben az erőtani számítás elveinek, részben az erőátadó kapcsolatnak a korszerűsítése által. Ezáltal fokozatosan nőtt a hidak támaszköze a legnagyobb nyílásban:

várkeszői Rába-híd	25 m (1960);
letenyei Mura-híd	45 m (1961);
barcsi Dráva-híd	67,6 m (1969);
algyői Tisza-híd	99,0 m (1974) [Sigrái (1970)];
hárosi Duna-híd	106,5 (1990) [Sigrái (1988)].

Megjelentek az utófeszített, majd az előre gyártott utófeszített pályatáblás hidak.

Példaként említjük a csengeri (1976) és a tunyogmatolcsi (1982) Szamos-hídat. Acélszerkezetük két párhuzamos övű, folytatólagos gerinclemezes tartó, ezeket keresztkötések és szélrácsok fogták össze. A hegesztett főtartókat az építés helyén feszített csavarokkal kapcsolták össze a csatlakozó ártéri szerkezeten, illetve a tölté-



sen. A 155 m hosszú tartót hosszirányban húzták be. Az előre gyártott vasbeton pályalemez elemek hossza 12 m, szélessége 1,5 m volt. A pályalemezekben a kapcsolat részére fészkeket hagytak. Ebbe nyúltak bele az acéltartó felső övére hegesztett, lehorgonyzó fülekkel ellátott, doboz alakú elemek. Elhelyezés után a fészkeket kibetonozták. A pályalemez közötti hézagokat függesztett zsaluzat segítségével betonozták ki. A pályalemez közbenső támaszok feletti szakaszát utófeszítették.

A *tahitótfalui Dunaág-híd* acélszerkezete hegesztett szekrénytartó volt, amelyet hosszirányban húztak be. Az előre gyártott pályatáblák keresztirányú mérete 2,5–3,0 m volt. A táblák közötti hézagokba vízszintes síkú betonacél hurkok nyúltak be, ezek egymást átfedték. A közbenső támaszoknál a feszítésen kívül támaszpontmozgatást is alkalmaztak.

*Széchy* (1950) beszámolt arról, hogy hazánkban bevezették az öszvérhidak pályalemezének előfeszítését.

### 33.1.1.12. Nagy nyílású hidak építése állvány nélkül

Az a törekvés, hogy a hídépítést a tereptől, a vízszíntingadozástól minél inkább függetlenítsék, vezetett az állványmentes technológiákhoz. E technológiák alátámasztásaként csak a végleges építményeket veszik igénybe, kiegészítő közbenső alátámasztást csak különleges esetben alkalmaznak.

Mivel a monolitikus építéstechnológiában a szivattyúzott betonnal és a központi vashajlító telepekkel a racionalizálási lehetőségek nagy része az ötvenes évekre kimerült, az 1960-as évek elejétől követte ezt az állvány és a zsaluzat racionalizálása. Ezt valósította meg az állványmentes hídépítés is [*Deinhardt* (1972)].

Nálunk is kialakult fő csoportok a következők:

- a) *Szabadkonzolos hídépítés* (Freivorbau) alkalmas nagy fesztávú gerendahidak állvány nélküli építésére.

Közös ezekben a módszerekben, hogy szükséges a pillér felett egy kiinduló zöm, amelyet a pillérrel egybeépítenek vagy ahhoz majd csuklósan csatlakoztatnak, de az építés idejére a pillérhez vagy az alaptesthez rögzítenek (feszítőrúddal, állvánnyal). A pillértől kiindulva jobbra-balra közel egyidejűen megépítenek egy-egy 3–5 m-es szakaszt (zömöt). Ezt a műveletet egymás után addig folytatják, amíg a nyílásközépen össze nem érnek. A két hídrészt nyílásközépen zárózöm beiktatásával, helyszíni betonozással, csuklósan vagy mereven kapcsolják össze. A hídfőkhöz a híderendát is monolitikus betonból épített szakasszal csatlakoztatják.

A hídtartók a pillérek közelében általában erősen kiékeltek, követve a többtámaszú tartó nyomatéki ábráját.

Közös az is, hogy a pillérhez képest szimmetrikus zömöket feszítőkábelekkel egymáshoz feszítik. A pillér felett valamennyi kábel átmegy.



b) *Szabad szerelésű híd* esetén betonozó kocsira nincs szükség, mert a hídgerenda elemeit – rendszerint a helyszínen – előre gyártják, helyükre emelik és a meglévő hídszerkezethez hozzáragasztják és hozzáfeszítik.

Ha a gerendamagasság állandó, akkor a konzolnyomatékot a híddal építés közben nem tudják felvenni. Az egyik módszer az, hogy a tartót segédpillérekön keresztül kötelekkel függesztik fel (*kötélfelfüggesztéses módszer*) vagy *utántolható merevített állványzattal támasztják alá (alátámasztásos módszer)*.

A szabad betonozású híd építéséhez vezető első lépés a Dreirosen-híd Baselben, amelyet *Finsterwalder* 1936-ban ismertetett.

c) *Szakaszos előretolós eljárás* (Taktchiebeverfahren) alapelve az, hogy a híd főtartóját a hídfő mögött, az előregyártás körülményeinek megfelelően szakaszosan elkészítik, és a pillérek felett áttolják. Ezzel az eljárással általában csak állandó keresztmetszetű hidat lehet készíteni. Sík vidéki, hosszú hidak építésekor különösen előnyös.

Erre az építésmódra jó példa az 1969–71-ben épített, 426 m hosszú *Gerlinger völgyhíd* két, 3 m magas, 32–40 m támaszközű szekrénytartója, melyet a hídfő mögött 20 m-es szakaszokban, folytonos zsaluzattal gyártottak. Az előretolást a következő pillérré támaszkodó csörlőépítménnyel oldották meg. A hídtartókat a pillérek tetejére erősített polírozott króm-nikkel acéllemezekon a tartó alsó síkjára helyezték, szövettel erősített, teflonnal bevont gumilemezek közbeiktatásával csúszttatták a helyére. Egy szakaszt 5-6 óra alatt toltak be [*Thul* (1974)].

Hazánkban is sikerrel alkalmazták ezeket az építési módszereket.

Továbbiakban először ismertetjük az elsőt, építési módszerként. Ezt követi néhány később megépített híd.

#### a) **A kunszentmártoni Hármaskörös-híd [Reviczky (1973, 1976), Reviczky–Berkó–Wellner–Zsigmondi (1990)]**

A kunszentmártoni Hármaskörös-híd volt hazánk első előre gyártott elemekből készített, szabadon szerelt, feszített vasbeton hídja. 1975-ben építették.

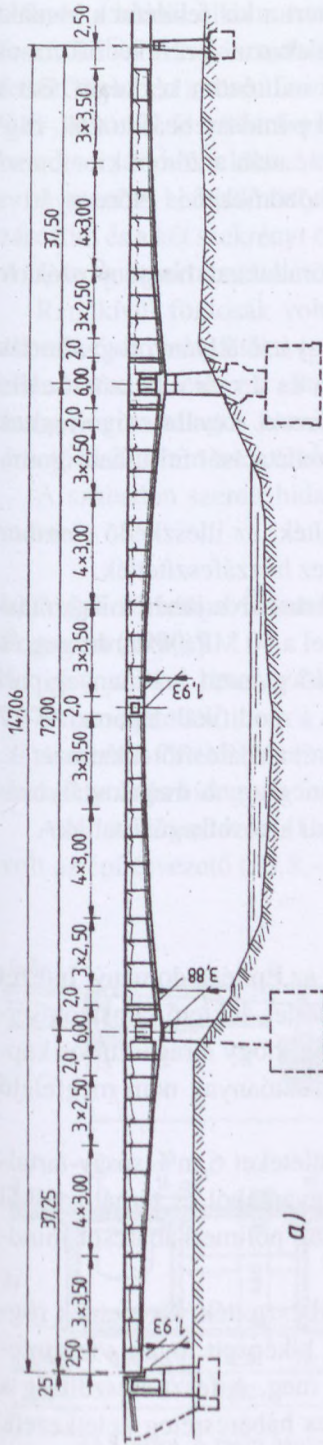
A hidat az Uvaterv-ben *Reviczky* János tervezte és a Hídepítő vállalat (építésvezető *Vörös József*) építette. A mederhíd 36+70+36 m nyílását készítették új technológiával (33.7. ábra).

A 12 m koronaszélességű híd két szekrénytartóból áll, melyeket vasbeton lemez köt össze. A változó magasságú szekrényelemeket készítették előre gyártva, míg a pillérek, hídfőket, a szekrényeket összekötő lemezt és a szerénytartók meder feletti zárását készítették helyszíni betonozással. Az előre gyártott szekrénytartók hossza 2,0–2,5–3,0–3,5 m, tömegük 22–26,5 t volt. A szekrénytartók betonját B400 szilárd-sági osztályúra tervezték.

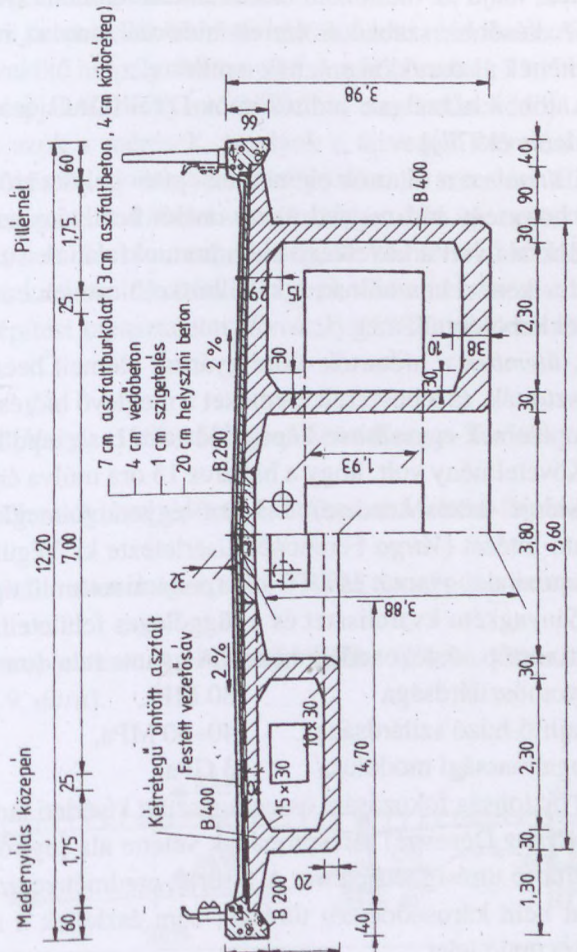
Új volt a híd építéstechnológiája.

1. ütemben megépítették – ideiglenes alátámasztó szerkezetről – az indítózömököt a pillér felett. Azonban ez sokkal bonyolultabb művelet volt a szabad betonozású





a)



b)

33.7. ábra. A kunszentmártoni Hármas-Körös-híd: a) hosszszelvénye; b) keresztmetszete [Reviczky J. (1976)]

hídénál. Ugyanis az elemek ragasztása miatt az előre gyártott zömhöz csatlakozó homlokfelületet előre gyártva volt célszerű készíteni, mert a kis felületnek kontakt módon kellett – a ragasztás meg a híd alakja miatt – csatlakozni. Ezért két 50 cm-es csatlakozóelemet terveztek, ezek alkották a 6 m hosszú indítózöm két végét. Ezt a két elemet egy összekapcsoló acélszerkezet segítségével pontosan beállították, rögzítették, majd az indítózöm oldalzsaluzatának elhelyezése után a zömöt kibetonozták. A későbbi, szabadon szerelt hidaknál már az indítózömekeket is előre gyártva készítették és darukkal emelték a pillérre.

A többi hídnál az indítózömet DYWIDAG feszítőrudakkal horgonyozták le [Reviczky (1977)].

2. ütemben a főtartók elemeit az építés helyén előre gyártó állványon gyártották úgy, hogy egy híd negyed alsó vonalát beállványozták, és a már elkészített elem homlokfala volt a következő elem homlokfalának a zsaluzata. Leválasztó anyagnak gipszes kenést használtak, a kábelburkoló csövek csatlakoztatását felfújható gumi-csővekkel oldották meg.

3. ütemben a hídtartók előre gyártott elemeit beemelték, az illeszkedő elemhez ragasztották, és a beszerelt elemeket a meglévő hídrészhez hozzáfeszítették.

Az elemek egymáshoz kapcsolódására csak a polimerhabarcs jöhetett számításba. Követelmény volt, hogy a habarcs 15 óra múlva érje el a 40 MPa szilárdságot, és fazékideje (kötés kezdete) 2–3 óra legyen. A megfelelő gyantát a Műanyagipari Kutató Intézet (Varga Ferencné) kísérletezte ki. Végül is a modifikált Eporezit F-17 jelű epoxi alapgyantát és a T6 jelű (poliamino-amid típusú) térhálósítót alkalmazták. Töltőanyagként kvarclisztet és a függőleges felületen a megrogyás megakadályozására tixotróp adalékot adtak hozzá. A gyanta tulajdonságai a következők voltak:

nyomószilárdsága	80 MPa,
hajlító-húzó szilárdsága	40–50 MPa,
rugalmassági modulusa	3 GPa.

A biztonság fokozására összeragasztott kísérleti tartót az Építéstudományi Intézet (Barczikay Dénesné) töréspróbának vetette alá (nyírókísérlet, lüktető fárasztókísérlet, a tartó törésig terhelése). A kísérlet eredménye az volt, hogy a ragasztásos kapcsolat nem károsodott, és töréskor sem észleltek a ragasztóanyag nem megfelelő voltára utaló jelet.

A ragasztóhabarcs felhordása előtt a ragasztandó felületeket 6 m% sósav-tartalmú dehidrált alkohollal kezelték, majd először az alapgyantából és térhálósítóból álló tapadóhidat hordták fel, végül erre az 1,5 mm vastag polimerhabarcsot mind-egyik felületre.

A polimerhabarcs felhordása után az elemeket összeillesztették. Az elemek rögzítését ebben a helyzetükben függőlegesen az elemeken kiképzett fogak, vízszintesen ideiglenesen DYWIDAG-rudas feszítéssel oldották meg. A feszítőfeszültség a homloklapokon 0,1–0,2 MPa volt. Végül is kb. 2 mm-es habarcsréteg keletkezett, mivel a felesleges habarcs a hézagból kinyomódott.



A felragasztott elemeket a már megépített tartórészhez feszítették. Hazánkban először e hídnál alkalmaztak pásmás kábeleket. Egy pászma 7 elemi szálból, egy feszítőkábel 12 pászmából állt. A pászmák St 180/160 jelűek voltak, így egy feszítőelemben a max. feszítőerő 1566 kN lehetett, a veszteségek lejátszódása után 900–1050 kN feszítőerő maradt. A pászmák nem csúsztak meg a lehorgonyzó fejben, ha a súrlódó felületet karborundumporral kezelték.

4. ütem. A befejező helyszíni betonok elkészítése: hídfők feletti rész, meder feletti zárózom és a két szekrényt összekötő hídpályalemez-rész. A zárózom még 2 m hosszú volt, de az itteni tapasztalatok alapján *Reviczky* az 50–70 cm-t elegendőnek tartja.

Rendkívül fontosak voltak azok a mérések, amelyek a tervezett szerelési alak ellenőrzését szolgálták: indítózömök pontos beszabályozása, a szerelési állapot ellenőrzése az elemek elhelyezése és a kábelek megfeszítése után. A ragasztásos technológia utólagos korrekciót elvileg nem enged meg, de kismértékű módosítás érhető el 2–3 mm-es acéllemezeknek az illesztési hézagban való elhelyezésével.

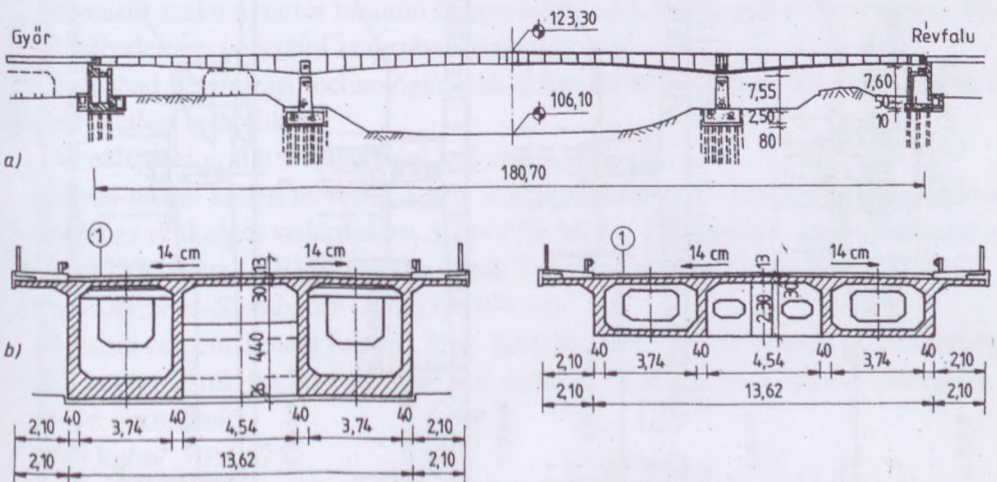
A szabadon szerelt hidak építési tapasztalatait *Reviczky* (1983) részletesen elemezte.

### b) A győri Mosoni-Duna-híd [*Varga (1980), Varga-Vörös-Encsy-Tariczky-Fogarasi (1990)*]

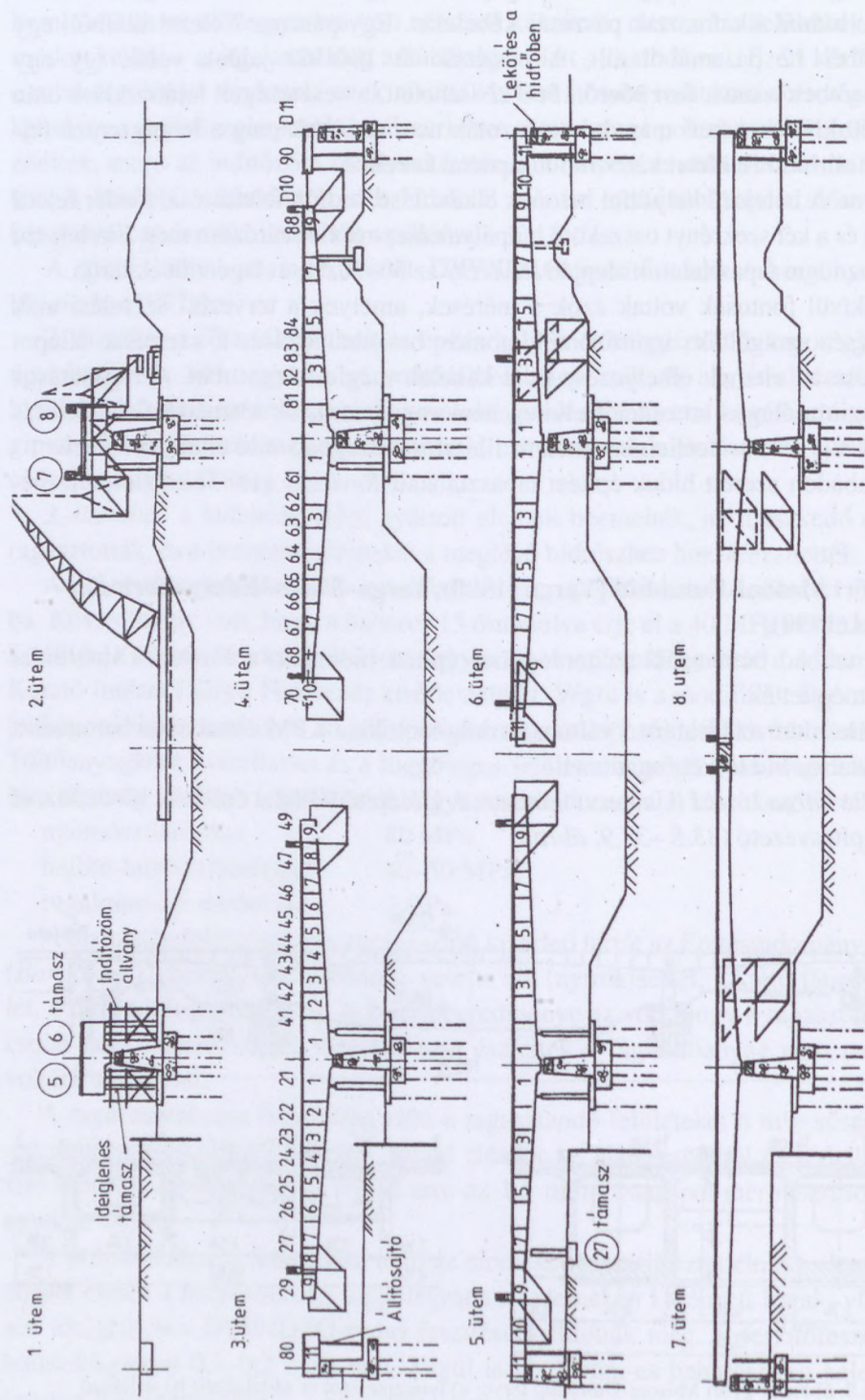
Az első szabad betonozási technológiával épített hidunkat, a Mosoni-Duna-hidat 1979-ben építették.

A mederhídra az Uvaterv 5 változatot dolgozott ki, a KPM a szabadon betonozott szekrénytartós híd tervét fogadta el.

A hidat *Varga József* (Uvaterv) tervezte. A Hídépítő Vállalat építette, *Vörös József* volt az építésvezető (33.8.–33.9. ábra).



33.8. ábra. A győri Mosoni-Duna-híd terve: a) hosszmetset és oldálnézet; b) jellemző keresztmetsetek, c) 1–4 cm topeka, 4 cm binder, 4 cm védőbeton, 1 cm szigetelés [*Varga J. (1980)*]



33.9. ábra. A győri Mosoni-Duna-híd egyik főtartója építésének fő ütemei [Varga J. (1980)]. 1–indítózöm építése, 2–betonozókocsik felszerelése; 3–szabadbetonozás A–B9 zömig; 4–kocsi előrehúzósa A és B10 zöm építési helyzetben; 5–A és B10 zöm építése; 6–kocsi előrehúzósa B11 zöm építéséhez; 7 és 8–kocsik leszerelése, ideiglenes támaszok eltávolítása



A kivitelező Hídépítő Vállalat megbízásából a KOMPLEX Külkereskedelmi Vállalat a francia Freyssinet International cégtől vásárolta a betonozókocsit és a technológiai know-how-t.

A felszerkezet építésének *1. ütemében* – ideiglenes állványról – megépítették mindkét mederpilléren a 11,80 m hosszú indítózömöt.

A *2. ütemben* az – indítózöm kiállványozása után – mindkét pillérnél – a víz felőli oldalon úszódaruval, a parti oldalon autódaruval – beemelték a betonozókocsikat.

A *3. ütemben* az indítózömökről kiindulva – szimmetrikusan – elkészítették a konzolosan előre nyúló betonozókocsin a 2. jelű zömöt. Ennek a zömnek a hossza 3,45 m volt. A beton megszilárdulása után a 2. zömöt az indulózömhöz hozzáfeszítették. Ezt a folyamatot ismételték a 3–9. zöm építése során. Ezeknek a zömöknek a hossza 3,65 m volt. Ebben az ütemben készítették el a hídfőkön a 11. jelű, ún. csatlakozó zömöt, amelynek az egyensúlyát ideiglenes járommal való alátámasztással biztosították. A csatlakozó zömöt a hídfőhöz lehorgonyozták.

A *4. ütemben* a betonozó kocsit előrehúzták a meder feletti 10. zöm és a parti nyílásban a zárózöm építéséhez. A parti nyílásban a megépített tartót ideiglenesen alátámasztották.

Az *5. ütemben* megépítették a parti zárózömöt és a medernyílás feletti 10. zömöt.

A *6. ütemben* a 11. zömöt építették meg a medernyílásban. Ezzel egyidejűen a parti nyílásban a betonozókocsit leeresztették (baloldalt), illetve eltolták és leeresztették (jobbaldalt). A szükséges időben a parti nyílásban az ideiglenes alátámasztást elbontották.

A *7. ütemben* a medernyílásban is leeresztették a betonozókocsikat.

A *8. ütemben* bebetonozták a zárózömöt két hídvégre felfüggesztett állványról. A zárózöm betonozása előtt elhelyezték a hídfőkön a sarukat, és a konzolvégeket – magasságilag – beszabályozták.

A másik szekrénytartót hasonló ütemezésben építették, majd a két szekrény közötti pályalemezt helyszíni zsaluzással építették meg.

A szabad betonozási technológia csak akkor működik jól, ha az építés üteme a naptári héthez igazodik.

Az előírt beton B400 szilárdsági jelű volt.

Olyan betont kellett tervezni, amely szivattyúzható és 2–3 napos korában eléri a feszítéshez szükséges szilárdságot, a 25+10% MPa-t. Ezt a betont, együttműködve a Hídépítő Vállalattal, a BME Építőanyagok Tanszéke kísérletezte ki [Balázs–Gulyás–Józsa–Kászonyi–Szombathy–Tariczky (1980)].

A hazai cementek nem feleltek meg. Kísérleteztek osztrák és svéd cementekkel. Végül is az osztrák Perlmooser cég által gyártott PZ 375 jelű cementet használták. A beton összetétele:

400 kg/m <sup>3</sup>	PZ 375,
2 m%	Melment L 10 folyósító adalékszer a cement tömegére vonatkoztatva,
0,42	víz-cement tényező (a beton területe 40±2 cm),



42 m% 0/4 mm-es homok a Mélyépítő Vállalat vizes osztályozójából,

33 m% 4/12 mm-es hegyeshalmi bányakavics,

25 m% 12/20 mm-es hegyeshalmi bányakavics.

A betont betonszivattyúval szállították a bedolgozás helyére.

A *betonozókocsi* 100 t tömegű, 4 m hosszú és 5 m magas zöm építésére volt alkalmas. A szekrénykeresztmetszet felső szélességét 8–12 m, fenékszélességét 4,5–6 m között lehetett változtatni, 50 cm-es lépcsőkben. A betonozókocsi ún. alulmozgó szerkezet, amelynek elöl a főtartói a bordák tengelyében elhelyezett sínvályúra támaszkodó rácsos kereszttartóra voltak felfüggesztve, hátul a pályakonзол alsó síkjára támaszkodtak. A betonozás tartamán a betonozókocsi főtartói elöl a felső kereszttartóba lehorgonyzott 4–4 db 26,5 mm átmérőjű DYWIDAG rendszerű feszítőrúdon függttek, számukra a vasbeton lemezben 80 mm átmérőjű lyukat hagytak ki.

A szerkezet építését a hídpillérek mellé fixen telepített, QTS 101 típusú, 45 m gémkinyúlású, 17,5 kN teherbírású *toronydaru* szolgálta ki. Egy-egy zöm a borda és a fenékmez, valamint a pályalemez előre gyártott vasalását egyszerre emelte be. Egy mixerkocsival kb. 6 m<sup>3</sup>/óra betont tudtak szállítani, így egy zömet általában 3–4 óra alatt betonoztak be.

A BME Építőanyagok Tanszéke a szilárdulás kezdetén hőmérsékletméréseket végzett [*Balázs–Borján–Gulyás–Józsa–Zimonyi–Zsámboki* (1980)]. Az eredmények megmutatják, hogy minél vastagabb a hídelem, annál nagyobb a hidratációhő okozta hőmérséklet-emelkedés, és ezzel arányosan a híd betonja gyorsabban szilárdul, mint az ellenőrző kockáé. Ennek a feszíthetőség miatt van különös jelentősége.

Az Építőanyagok Tanszéke Schmidt-kalapácsos vizsgálattal ellenőrizte a szilárdság változását a híd hossza mentén. A minőség és a minőségegyenletesség elég jó volt, és jelentős utószilárdulásra lehetett következtetni.

A KPM Közúti Hídosztály (*Träger* Herbert osztályvezető) kezdeményezésére a Hídépítő vállalat megbízásából az Építőanyagok Tanszéke hosszú időtartamú hőmérsékletmérést is végzett [*Balázs–Borján–Gulyás–Józsa–Kászonyi–Zsámboki* (1980)].

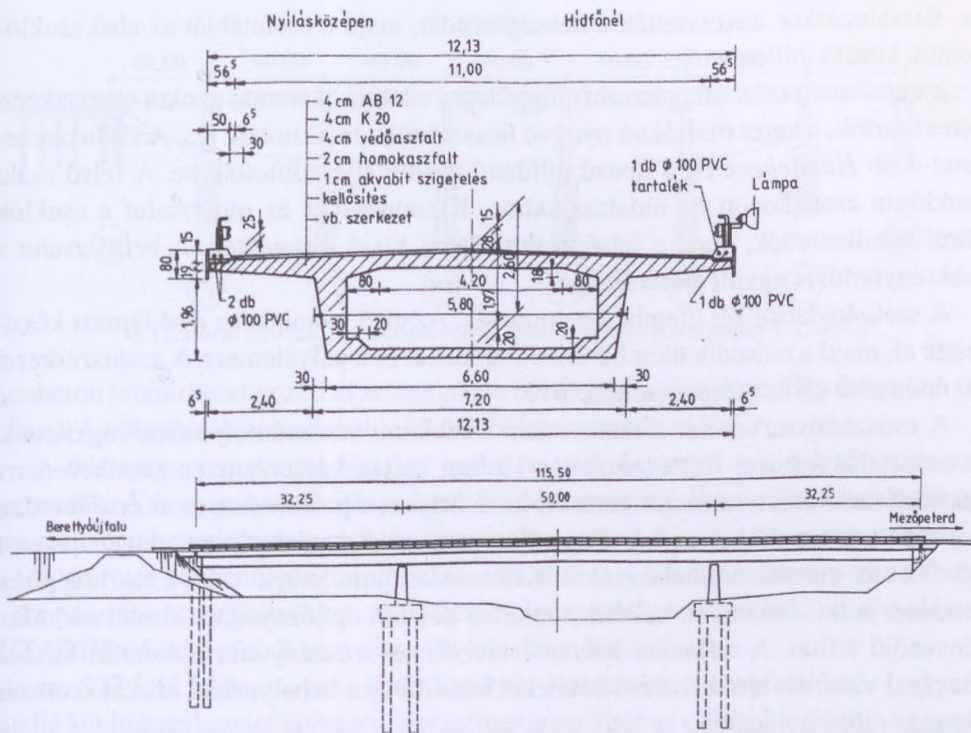
### c) A berettyóújfalui Berettyó-híd [Reviczky–Lakatos–Wellner–Szigyártó–György (1990)]

Hazánk első szakaszos előretolásos technológiával épített hídja. Tervező: *Reviczky János* (Uvaterv). Kivitelező a Hídépítő V., építésvezető *Nádházi Ferenc* volt. A hidat 1990. július 18-án adták át a forgalomnak (33.10. ábra).

A háromnyílású híd támaszközei: 32,25+50,00+32,25, összesen 114,50 m. A csatlakozó út koronaszélessége 12 m. A hídon ezt vezették át.

A felszerkezet állandó keresztmetszetű, szerkezeti magassága 2,50 m. A felszerkezetet *szakaszos előretolásos technológiával építették*. Ez a technológia egyesíti magában az előregyártás és a monolitikus építés együttes előnyeit. Ugyanis a szaka-





33.10. ábra. Berettyóújfalui Berettyó-híd; a) keresztmetszet; b) oldalnézet [Reviczky J.–Lakatos E.–Wellner P.–György P. (1990)]

szokat a hídfő mögött a helyszíni előregyártás és kontakt betonozás módszerével állították elő előre meghatározott sorrendben, s a beton megszilárdulása és a feszítés után az elkészített szakaszokat a pilléreken, esetleg segéd támaszokon előretolták. Utána az első szakaszhoz hozzábetonozták a másodikat, és a folyamat ismétlődött.

A híd építésének szakaszai:

1. ütem: Az első 7,75 m hosszú zöm betonozása a gyártópadon elhelyezett zsaluzatban. A feszítőelemek befűzése és megfeszítése 300 kN erővel. A feszítéshez BSt 1030/835 minőségű, 26,5 mm átmérőjű feszítőrudakat használtak. Ezt követte a 18,35 m hosszú betolócsőr hozzáfeszítése Ø32 mm-es DYWIDAG rendszerű feszítőrudakkal az első zömhöz. végül a zömet előretolták.

2. ütem: A második, 10 m-es zöm betonozása, feszítése, előretolása és ennek az ütemnek az ismétlése még kilencszer.

3. ütem: A befejező 7,75 m hosszú zöm betonozása, feszítése és előretolása.

A hídfő mögött elhelyezett gyártóterület a fix gyártóplatóból, a külső és belső zsaluzatból és az előkészítő-szerelő munkaterületből állt. A külső alsó zsaluzat rögzített volt, és ehhez csuklósan csatlakoztak az oldalzsaluk. a törtvonalú külső zsalukat egyrészt a csuklók, másrészt a pályakonzol alatti hosszirányú tartók támasztották alá, amelyeknek a helyzetét 2–2 db Hünnebeck-menetes oszlopfejjel szabályozták

be. Kizsaluzáskor leeresztették a hosszgerendát, majd a zsalutáblát az alsó csukló-pontok körül kibillentették.

A *belső acélzsalut* (alagútzsalu) függőleges síkú acélkeretek, azokra támaszkodó keresztartók, a keresztartókon nyugvó hosszartók támasztották alá. A zsaluszerkezetet 4 db *Hünnebeck* H20 típusú állítható oszlopféjjel állították be. A felső zsalu csuklósan csatlakozott az oldalzsalukhoz. Kizsaluzáskor az oldalzsalut a csuklók körül bebillentették, majd a felső zsalutáblát is kissé leengedték. A belső zsalut a szekrénytartóval együtt előretolták.

A szekrénytartót két ütemben betonozták. Az első ütemben az alsó lemezt készítették el, majd a második ütemben az oldalfalakat és a pályalemezt. A zsaluszerkezet 10 m-es zöm elkészítését tette lehetővé.

A csúsztatószerkezetet a támaszokon kialakított saruzsámolyokhoz rögzítették. A csúsztatószerkezet fix része volt a 10 mm vastag vászonbetétes gumihevederre fektetett tartórács, a tartórács peremei közé helyezett profillemez és az erre feszített polírozott króm-nikkel acél csúsztatólemez. A csúsztatószerkezet mozgó része a 30×30 cm méretű, teflonbevonatú acéllemezes gumilemez volt. Eme hídépítési rendszer nélkülözhetetlen kelléke a minden korábbi építőanyagnál kisebb súrlódási tényezőjű teflon. A teflonnal bevont lemezeket a szekrénytartó előretolás közben magával vitte. Az elől kicsúszó betéteket hátulról újra behelyezték, azokat szorosan egymás mögé helyezve.

A vasbeton szekrények előretolására két nagy lökethosszú, 1700 kN/db tolóerejű, szinkronműködtetésű tolösajtót használtak. A 10 m-es előretolást 4 fázisban oldották meg. A szekrénytartókat vízszintes értelemben – előretolás közben – keménygumi betétes állítható görgőkkel tartották irányban.

#### **d) Az M7 autópálya szakaszos előretolással épített hídjai [Lontai–Nagy–Mihalek (2007).]**

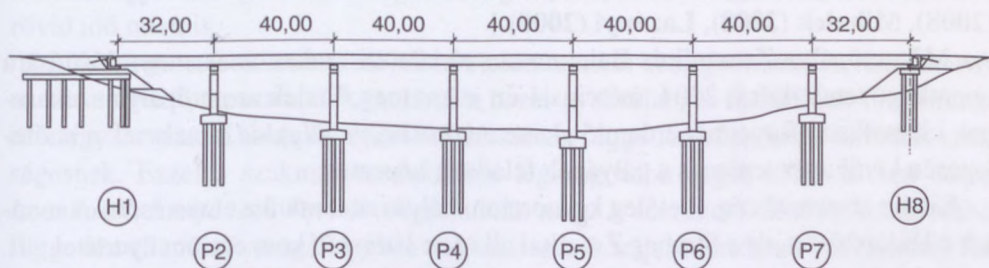
Az M7 autópálya Zamárdi–Balatonszárszó–Ordacsehi közötti 34,3 km hosszú szakaszán – szakaszos előretolással – 4 völgyhidat építettek. Nevezetesen a Balatonszárszó–Ordacsehi szakaszon az S7 és az S14 jelű hidat. Az S7, S14 és az S16 jelű hidak szerkezeti rendszere azonos. Egymástól függetlenül épített egycellás, feszített

**33.1. táblázat.** A völgyhidak adatai [Lontai A.–Nagy A.–Mihalek T. (2007)].

Név	Hossz m	Támaszköz m	Szélesség m	Szerkezeti magasság m	Vonalvezetés	Magassági vonalvezetés
S7	166	17+3×36+19	14,38	2,5	egyenes	em 2,5%
S14	304	32+6×40+32	16,15	2,8	3000 m bal ív	es 2,4%
S16	264	32+5×40+32	16,15	2,8	egyenes	em 0,61%



Oldalnézet



33.11. ábra. S16 jelű híd oldalnézete [Lontai A.–Nagy A.–Mihalek T. (2007)]

vasbeton felszerkezet vezeti át az autópálya bal és jobb pályáját a völgy felett (33.11. ábra). A völgyhidak alapadatait a 33.1. táblázat szemlélteti.

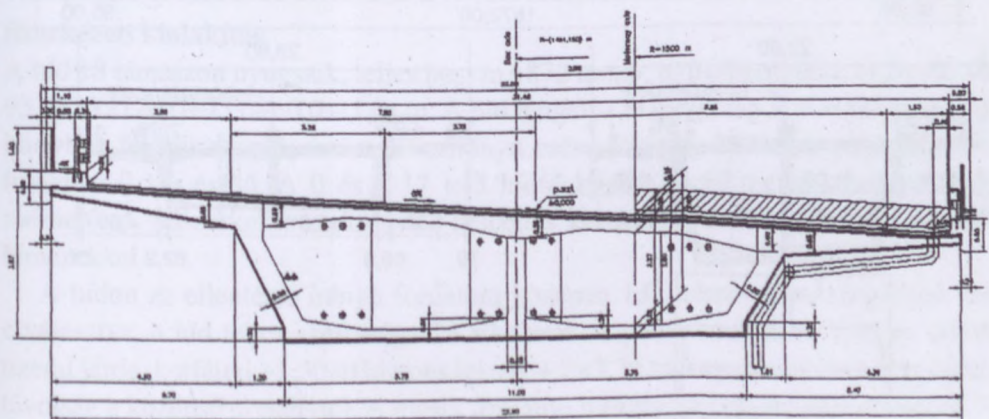
A felszerkezet egycellás feszített vasbeton szekrénytartó. A hidak többtámaszú gerendák. A kocsi pályák 2,5%-os keresztirányú esésűek. Az építéstechnológiának megfelelően hosszirányban gyártási egységekre osztott.

A szerelés közbeni igénybevételekre – az alsó és a felső lemezben párhuzamosa – 15 pázmás feszítőkábeleket, a végállapotú igénybevételekre külső feszítést, 4-szer VT-CMM 04–150 jelű, 2-szer extrudált kábeleket használtak.

Az S27 jelű hídban – az osztott útpályás kialakításnak megfelelően – egymás mellé két hídszerkezetet építettek. Keresztmetszete eltér az előbbi hidakétól. Az autópálya ezen a szakaszán 1500 m sugarú jobb ívben egy völgy felett halad. A hidak 25 000 m-es sugarú homorú ívben fekszenek.

Az autópályát tervezési sebességének megfelelően a pálya 6%-os egyirányú keresztelésében építették. A biztonsági előírások szélesített hídszerkezetet kívántak meg. A két híd teljes szélessége 23,08, illetve 23,58 m (33.12. ábra).

A híd támaszközei az autópálya tengelyében: 32,0+3×40,0+32,0 m, teljes hossza 184,0 m. A pillérek sugárirányúak. A híd szerkezeti magassága – az autópálya tengelyében – 15 cm burkolattal 2,95 m.



33.12. ábra. S27 jelű híd keresztmetszete [Lontai A.–Nagy A.–Mihalek T. (2007)]

e) A kőröshegyi völgyhíd [Mátyássy (2007), Mihalek–Wellner (2007), Barta (2008), Mihalek (2008), Lazányi (2008).]

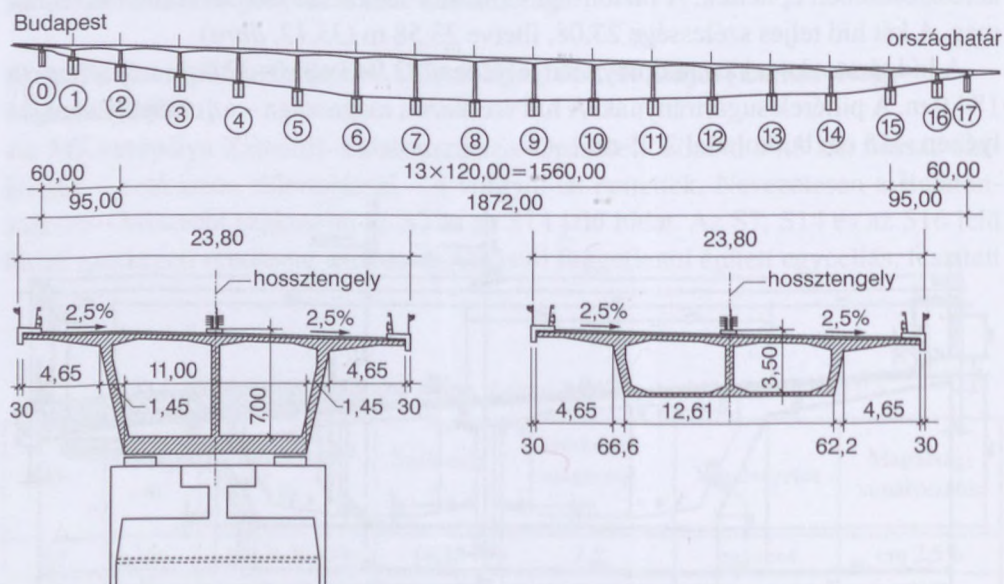
Az M7 autópálya Zamárdi és Balatonszárszó közötti szakaszának megvalósítására vonatkozó tenderkiírás 2004. március 4-én jelent meg. Ennek az autópálya-szakasznak kiemelkedő figyelmet érdemlő eleme a *kőröshegyi völgyhíd*, amelynek a kivitelezésén kívül a tervezése is a pályázók feladatát képezte.

Kilenc résztvevő cég, illetőleg konzorcium pályázott a munka elnyerésére. A munkát a Hídépítő Zrt. és a Strabag Zrt. által alkotott *Völgyhíd* konzorcium nyerte el.

A tenderterv azt a feladatot határozta meg, hogy egy 1872 méter hosszú, 23,8 méter széles, az autópálya mindkét irányú forgalmát egyetlen szerkezettel, a völgy legalsó pontja felett mintegy 88 méter magasan átvezető, a két-két szélső 65 és 90 méteres támaszköztől eltekintve 120 méteres támaszköztű, célszerűen szabadbetonozásos technológiával épülő feszített vasbeton híd mintegy három év alatt épüljön meg (33.13. ábra). Ebbe az időtartamba a tervezési munkát is bele kellett érteni.

A kőröshegyi völgyhíd hazánk leghosszabb hídja, több szempontból *különleges szerkezet*.

Különleges mérete szempontjából. Egyedülálló, hogy az 1872 méter hosszú híd egyetlen darabból álló, folytatólagos többtámaszú szerkezet. Különleges a Magyarországon szokatlan, a terep felett majd 90 méteres magasságban végzett építési tevékenység. Különleges, hogy tizenhat pillérről különböző időben, egymás után épülő 120 méteres felszerkezeti szakaszokat folyamatosan kellett egyetlen szerkezetté csatlakoztatni. Ez idáig csak két pillérről épülő, középen csatlakozó szerkezetet épí-



33.13. ábra. A Kőröshegyi völgyhíd hosszmetsete és keresztmetsete [Mihalek T.–Wellner P. (2007)]



tettek Magyarországon. Különleges a megvalósításhoz rendelkezésre álló rendkívül rövid idő miatt is.

A feszített vasbeton szerkezetek területén minden kétséget kizáróan rendelkezésre álló tervezői tapasztalatok mellett, a hazai gyakorlatban újszerűnek minősíthető műtárgy tervezései során teljes értékű, részletes, független ellenőrzést tartottak szükségesnek. Ezzel a szakmai szempontból legrangosabb cégek közé tartozó német *Leonhardt, Andrä und Partner* céget bízták meg. A részletes, minden szempontból független ellenőrzés megállapítása szerint a tervek teljes mértékben megfeleltek feladatuknak.

## Tervezés

A generáltervezést, és egyben a felelős tervezőt a Hídépítő Zrt. adta. A felszerkezet tervezését a különleges feszített vasbeton szerkezetek tervezésében nagy tapasztalattal rendelkező, máshol már sikeresen bizonyított szervezet, a Hídépítő Zrt Műszaki Osztálya végezte. Ez újszerű és különlegesen összetett, hosszabb időt igénybe vevő feladat volt.

Társtervezőként a Pont-TERV Zrt.-t bízták meg. A társtervező Pont-TERV Zrt. az alapozási és alépítményi tervek készítésén túl a felszerkezetben lévő vizsgálójárdákat és egyéb belső installációkat alkotta meg. Irányította a szakági tervezőket: a pillérekben lévő lépcsőket tervező Poligon Mérnökiroda Kft.-t, az elektromos terveket készítő ConstrReal Mérnökiroda Kft.-t. A felszerkezetben lévő csapadékvíz-elvezető rendszert a Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt. tervezte. A dilatációs szerkezetek és a hídsaruk gyártási terveit a gyártó német *Maurer Söhne GmbH* cég állította elő, míg a felszerkezet gyártásához használt acélszerkezetű szerelőhíd statikai számítását és a szerkezeti terveit a német *Saul Ingenieure GmbH* készítette el.

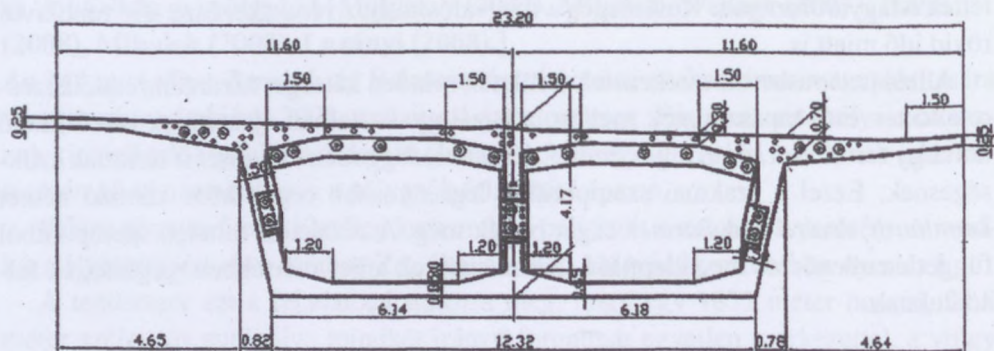
A Hídépítő Zrt. Műszaki Osztályán minden munkarészt számítógéppel végeztek. A statikai méretezéseket, az adatok feldolgozását, a rajzok szerkesztését, a dokumentálást is gépsítették.

## Szerkezeti kialakítás

A híd 18 támaszon nyugszik, teljes hossza 1872 méter, nyílásbeosztása: (1,0)+60,0+95,0+13×120,0+95,0+60,0+(1,0) m. A híd tengelye alaprajzilag  $R = 4000$  m sugarú körívben fekszik. A pályaszint hosszirányú esése állandó, 2,86%, a pálya keresztirányban 2,5% esésű. A 0 és a 17 jelű hídfő között 53,50 méter szintkülönbség mérhető. A felszerkezet szekrényes, kétcéllás keresztmetszetű, kétoldalt konzolos lemezekkel.

A hídon az ellentétes irányú forgalom közepén 1,0 méter széles szegéllyel van elválasztva, a híd teljes szélessége 23,80 méter. A pálya beosztása: 1,40 m szélső üzemi járda, korláttal +1,50 m biztonsági sáv + 2×3,75 m forgalmi sáv + 1,0 m oldal-távolság a középső szegélytől. A másik forgalmi irányban a pályabeosztás azonos.





33.14. ábra. Keresztmetszet egy zöm végén [Mihalek T.–Wellner P. (2007)]

A vasbeton szerényes felszerkezet magassága a szélső 1 és 16 jelű pillér felett 7,00 méter. A nyílásközepeken a szerkezeti magasság 3,50 méterre csökken, az alsó él a fenti értékek között parabolavonalban változik.

A szerény felső pályalemezét állandó szélességgel (23,20 m) és változó vastagsági méretekkel építették (33.14. ábra). A kétoldali konzollemezek vastagsága 70 és 25 cm között változik, a bordák közötti lemezrész vastagsága 30 cm, a három borda mellett 1,50 m szélességben kiékelt lemezvastagítás van (a középső borda két oldalán 25 cm, a szélső bordák mellett 30 cm). A szerény alsó lemezvastagsága a támaszoktól nyílásközépig 100 és 25 cm között lineárisan változik.

A felszerkezetet az építés során szakaszokra bontva készítették. A 120 méteres nyílásokban minden pilléren egy-egy 115 méter hosszú, konzolos mérlegágat készítettek – a mérlegágak között – nyílásközépen 5,0 méter hosszú csatlakozó szakasszal (zárózöm). A mérlegág felépítése: minden pillér felett található egy 6,0 méter hosszú alapelem (indítózöm), melyhez kétoldalt egy-egy 9,5 m-es zömpár csatlakozik, a további négy zömpár pedig 11,25 m hosszú.

A szerény külső bordafalai állandó hajlásúak, lefelé szűkülő ferdeséggel. A támasz melletti 11,0 m fenékszélesség a nyílásközéig 12,62 m-re változik. A keresztmetszetben a középső borda a teljes hídon 45 cm vastag, míg a két szélső borda a támaszoknál lévő indító zömben és az első zömpárban (összesen  $9,5+6,0+9,5 = 25,0$  m hosszban) 70 cm, a többi zömben pedig 50 cm vastag.

A pillérek feletti indítózömökben a három bordás szerényt két saruval támasztották alá, ezért itt 1,50 m vastag keresztfalat alakítottak ki, melyen mindkét cellában  $1,85 \times 2,50$  m nyílást kellett kihagyni, ezek teszik lehetővé a szerény belsejében kialakított üzemi járdák és a csapadékvíz elvezetését szolgáló csővezetékek átvezetését.

A híd felszerkezetének teherbírását (mind építési, mind használati állapotban) feszítőkábelek megfeszítésével oldották meg. Az építés során a betonszerkezetben (felső lemez és borda) vezetett kábeleket alkalmaztak, míg a használati állapot előállítását a szerkezet folytatólágossá tételével (alsó és felső lemezben lévő záró



kábelekkel) érték el, és végül a szekrény belsejében szabadon vezetett kábelek adják a teljes teherbíró képességet a hasznos terhek viseléséhez.

Az egyes ágak 4. zöme a szekrény belsejében lévő, szabadon vezetett feszítőkábelek irányváltási helyeit is keresztfalakkal alakították ki, ezek vastagsága 80 cm. A szabad kábelek lehorgonyzási helyeit a nyílások közepén található 5,0 m hosszú zárózömbben alakították ki. Az 1,30 m vastag keresztfal két oldalán horgonyozták le a kábeleket, átlapolásos toldással.

A zömök végein a felső pályalemezben vezetett feszítő kábelek lehorgonyzásához keresztirányban 2,0 m széles, 80 cm-re vastagított gerendát alakítottak ki, míg a bordákban futó 3×2 darab kábelt a zömvégeken megvastagított bordákban horgonyozták le.

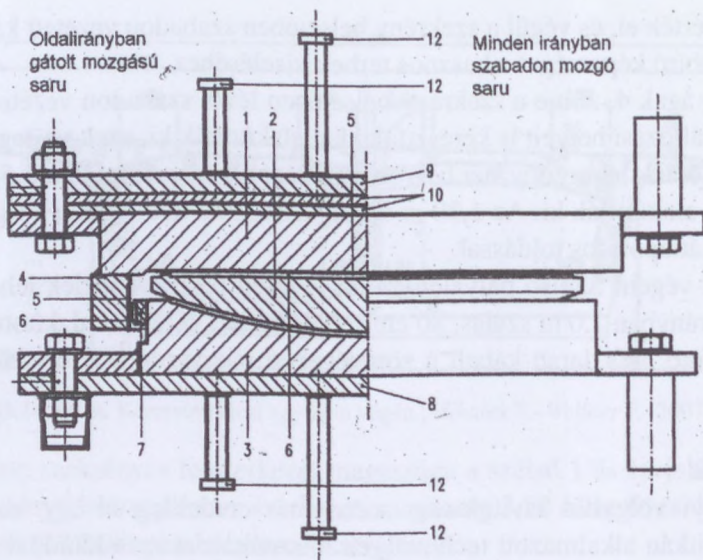
### **A kivitelezés**

A kőröshegyi völgyhíd kivitelezése során már eredetileg is egy különlegesnek mondható, ritkán alkalmazott technológiát használtak: a szerelőhíddal segített szabadbetonozást. A munka felgyorsítása érdekében építés közben áttértek egy másik módszerre: szabadszerelés helyszínen betonozott monolit kapcsolattal. A váltás ötletének megszületése után – 2005 őszén – folytak az áttervezések, 2006 tavaszának elején volt az átszerelés, és végül májusban megindulhatott a munka az új technológiával, amely az előzetes várakozásoknak és reményeknek megfelelően valóban felgyorsította a kivitelezést: az itt is jelentkező kezdeti nehézségek leküzdése után még az eredetileg tervezett 7~8 napos ciklusidőhöz képest is gyorsabban, 6~7 nap alatt sikerült a zömöket a helyükre beépíteni. (A csúcs alig több mint 5 nap volt, bár ennek eléréséhez sok tényező szerencsés egybeesése kellett.) A kivitelezés sebességét vizsgálva megállapítható, hogy a szabadbetonozással kb. 3,5 felszerkezet-folyóméter/nap, szabadszereléssel kb. 7 méter/nap sebességet lehetett elérni, mindkét szerelőhíd egyszerre végzett munkáját figyelembe véve. A váltás tehát elérte a célját.

A kőröshegyi völgyhíd felszerkezetének teherbírását feszítőelemek beépítésével és megfeszítésével biztosították. Az elemek – építés közbeni feladatuk szerint – csoportokba oszthatók. Vannak, melyek az épülő mérlegágakat stabilizálják, s vannak olyanok, melyek a teherbírás kialakításához szükségesek. Külön csoportba sorolhatók azok a feszítőkábelek, melyek a két irányból épített, egyre hosszabb hídrészeket rögzítették a hídfőkhöz, illetve azok, melyek a mérlegágakat csatlakoztatták, összekapcsolták az elkészített hídrészekhez.

A feszítéshez felhasznált kábelek lehorgonyzásainál olyan bordázott, több teherátadó felületet tartalmazó lehorgonyzó testeket alkalmaztak, melyek a koncentrált erőátadást egyenletesebbé teszik. A lehorgonyzó elemek mögött és körül a megfelelő körítő vasalás biztosítja a betonban fellépő húzások felvételét. Ez a rendszer lehetővé teszi, hogy a szükséges számú lehorgonyzást a bordák közelében, kellő sűrűségben el lehessen helyezni.





33.15. ábra. Maurer-saru szerkezete [Mihalek T. (2008)]

A szekrény belsejében szabadon vezetett kábeleket műanyag burkolócsőben vezették, a pásmát műanyaggal burkolták. Így kerülnek ebbe a csőbe, melyet cementhabarccsal kiinjektáltak. A völgyhídnál minden kábeltípusnál átlátható, egyszerű geometriájú vonalvezetést alakítottak ki, hogy az éjjel-nappal végzett építési munka során minden szerkezeti rész hibátlanul kerüljön a helyére.

*A saruk típusa:* egy sík felületen és egy másik (gömbfüveg) felület mentén elcsúszni képes, így elfordulást lehetővé tevő szerkezet. Elnevezése szerint: gömbfüveg saru (spherical bearing) (33. 15. ábra). Az érintkező (mozgó) felületek a MAURER cég új, kis súrlódási tényezővel jellemezhető műanyag (teflon jellegű) bevonatával (MSM) vannak ellátva, melyek lencse alakú bemélyedéseket tartalmaznak, ezekben kenőanyag található. Ez a műanyag nagy kopásállóságú és csak igen kis mértékben nyomódik össze.

A bemutatott támaszjellemzők, az építési módszer egyedi volta és az ezekből fakadó szokatlan feladatok, a megoldásoknál alkalmazott mérnöki megfontolások rámutatnak annak jelentőségére, hogy a hídtervezést a mozgó részek (támaszok, saruk, dilatációk stb.) tervezésével kell kezdeni.

Megfelelő méretű szerkezeti részeket (felfekvés, szerkezeti gerenda, dilatációs fészkek stb.) alapvetően befolyásolja az általános tervi kialakítást. A méretezések során pedig fontos átgondolni a szerkezetek viselkedését, ezek hatásait az erőjátékra, nem utolsósorban kellő gondossággal és kellő időben hozzákezdeni a szükséges segéd- és kiegészítő szerkezetek tervezéséhez is.

A kőröshegyi völgyhíd különleges szerkezeti kialakítása a kedvezőtlen topográfiai- és altalajviszonyok miatt sajátos alapozási megoldást tett szükségessé. Az alapok kielégítő teherbírása mellett azonos fontossággal merült fel az egyenlőtlen súly-



lyedések okozta szerkezeti hatások mérséklése, valamint a szigorú használhatósági követelmények teljesítése. Ezt a komplex célt a tervezők egy nagy átmérőjű ( $\varnothing$  120 cm) fúrt cölöpökből álló robusztus alaptömb létrehozásával érték el.

A süllyedéseknek a hagyományos módon – talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatok alapján – való meghatározása nem tűnt eléggé megbízhatónak, és a cölöp-próbaterhelések adatainak a valóságra való konvertálása is bizonytalanak látszott. Ezért az Eurocode 7 által javasolt megfigyeléses módszert alkalmazták. Ennek lényege az, hogy az egyedi pillérek süllyedéseit gyakori időközökben mérték mindaddig, míg a pillértest a tervezett magasságáig el nem készült, mintegy valós méretű próbaterhelésnek tekintve ezt a szakaszt. Az így nyert süllyedési adatsor teremtett alapot ahhoz, hogy a további szerkezeti terhek okozta valószínű süllyedési extrapolációval meghatározhassák. E célból egy modelltenyezőt származtattak a próbaterhelésekből nyert teher/süllyedés diagramokból, feltételezve, hogy a próbacölöp süllyedési viselkedése analóg a valódi cölöpével. Mind lineáris, mind nemlineáris technikát alkalmaztak. Ily módon sikerült megbízhatóan előre becsülni a várható végső süllyedések értékét és meghatározni a saruszint várható süllyedését a tervezett szinthez képest.

Ebben az építési fázisban minden pilléren beállították a sarukat a szükséges túl-emeléssel a végleges helyzetükbe, hogy kompenzálják a későbbi süllyedéseket és egyéb másodlagos mozgásokat, melyek a hídszerkezet építése idején és azt követően voltak várhatóak. A süllyedésméréseket a szerkezet befejezéséig folytatták. Eközben adódtak a várttól eltérő részeredmények is.

De végül, a teljes szerkezeti teher alatt a süllyedések *normális* jelleget öltöttek, lehetővé téve a konszolidált végső süllyedés megbecslését. Ezek a végső értékek kielégítően jól egyeznek az extrapolálással becsült értékekkel. Mindez a megfigyeléses módszer megbízhatóságát tanúsítja. Mindenesetre minden mért érték belül esik a tervezők által megszabott tűrési határokon, vagyis a használhatósági kritérium teljesült.

A süllyedésmérések elemzésének további eredményeként sikerült származtatni két érdekes, a jövőbeni tervezésben hasznosítható összefüggést is: a cölöpcsoportra vonatkozó *csoportfaktort* (a csoporton belüli cölöp süllyedésének arányát az osztott cölöpös eljárással terhelt próbacölöp-süllyedéshez viszonyítva), valamint – ugyancsak a cölöpcsoporton belül – az egyedi cölöpök rugóállandóit.

#### **f) A hazánkban épített utófesztített vasbeton hidak [Tariczky (2001)]**

Tariczky Zsuzsa a 33.2. táblázatban összegyűjtötte a hazánkban épített utófesztített vasbeton hidakat.

33.2. táblázat. Utófeszített vasbeton hídszerkezetek [Tarticzky Zs. (2001)]

Utófeszített hídszerkezetek építése				
Évszám	Helyszíni előre gyártott tartók felhasználásával	Szabad-szereléssel	Szabadbetonozással	Szakaszos előretolással
1972	Rakamaz ártéri hidak Pécs felüljáró			
1973	Algyő, Közúti-Tisza-híd			
1974	Budapest, Árpád úti felüljáró			
1975	Kunszentmárton, Hármaskörös-híd, Ártéri hidak	Kunszentmárton, Hármaskörös-híd, mederhidak		
1976	Budapest, MOH felüljáró			
1977		Kőröstarcsai Kettős-Körös-híd		
1978	Budapest, Könyves felüljáró			
1979	győri Mosoni-Duna-híd, feljáróhíd	Kőrösladány, Sebes-Körös-híd	győri Mosoni-Duna-híd, mederhíd	
1980	Budapest, Határ úti felüljáró			
1981		Budapest, Marx téri felüljáró	Csongrád, Tisza-híd	
1982		Doboz, Kettős-Körös-híd		
1985		Békés, Kettős-Körös-híd		
1989			M0 autótút, Soroksári Duna-híd	Berettyóújfalú, Berettyó-híd
1992			Szolnok Tisza-híd, mederhíd	Szolnok Tisza-híd, ártéri hidak
1993				Szolnokot elkerülő vasúti hidak
1994				M1 autópálya, Rába-híd
1995				M0 autótút, Dulácska völgyhíd
1997				Oroszáza, Felüljáró
1998				Cigánd, ártéri Tisza-híd
1999				Soroksári út feletti hidak
				M5 bevezetés
				Pécs vasúti felüljáró
				Debrecen, Homokkerti felüljáró
				magyar-szlovén vasút



## 33.1.2. Új szerkezeti anyagok a vasbeton hídépítésben

[Borosnyói–Balázs L. (2001)]

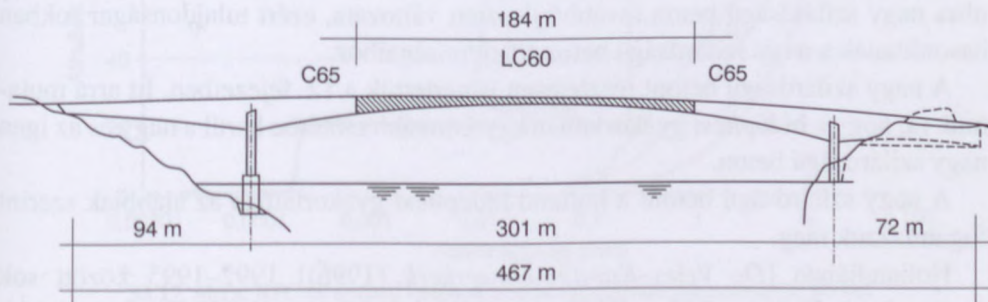
2000-ig a hidakkal mint szerkezetekkel szemben csak a szilárdsági és alakváltozási követelményeket támasztottuk. Attól kezdve bekerült a szabványokba a legszigorúbb, a tartósság követelménye. Ennek a kielégítésére keressük az új anyagokat, az új szerkezeti megoldásokat.

### 33.1.2.1. Könnyűbeton a hídépítésben

[Borosnyói–Balázs L. (2001), Józsa–Nemes–Fenyvesi (2009)]

A 24. fejezetben részletesen ismertettük a könnyűbeton sokoldalú felhasználhatóságát. A hídépítésben azonban lassabban hódít teret. Norvégia vezető szerepet tölt be a könnyűbeton hídépítési alkalmazási területén. 11 olyan hidat építettek Norvégiában (33.3. táblázat), amelyeknek valamelyik teherhordó szerkezete könnyűbeton. A legnevezetesebb a Stolma-híd (33.16. ábra). A világ legnagyobb támaszközü, szabadbetonozású technológiával készített szerkezete. Középső nyílása 301 m. Teljes hossza  $94+301+72 = 467$  m, a felszerkezet magassága 3,5 méter, a tartóközépen és 15 méter támaszok felett. A középső nyílás 184 m, közbenső szakaszát építették LC60 jelű könnyűbetonból. Testsűrűsége  $1931 \text{ kg/m}^3$ . A híd többi részét C65 jelű szokványos testsűrűségű betonból építették.

Hazánkban a szerkezeti könnyűbetont alig használták a hídépítésben. Említésre méltó a budapesti Margit-híd felújítása. [Benedek–Józsa–Nemes–Migály (2010)]. A budapesti Margit-híd ideiglenes pályaszerkezetét készítették LC20/22 jelű duzzasztott agyagkavics adalékanyagú könnyűbetonból. A statikus tervező azért választotta a kisebb testsűrűségű ( $1600 \text{ kg/m}^3$ ) betont, mert a híd acélszerkezetének leromlott állapota miatt nem lehetett biztonsággal hagyományos betonból építeni. Ez ugyan nem tekinthető tartószerkezeti használatnak, mert csak az útpályát készítették könnyűbetonból.



33.16. ábra. Stolma-híd. Norvégia [Melby (2000)]

Név	Ország	Építés éve	Beton jele	Testsűrűség (kg/m <sup>3</sup> )	Fesztáv (m)
Sebastian Inlet Bridge	USA	1964	LC30	1840	60
Silver Creek Overpass Bridge	USA	1968	LC25	1600	30
Arnhem Bridge	Norvégia	1986	LC30	1967	133
Sandhornoxa Bridge	Norvégia	1989	LC55	1850	154
New Eindsvoll Bridge	Norvégia	1992	LC55	1880	220
Nordhorland Cabel Bridge	Norvégia	1993	LC55	1881	172
Grendland Bridge	Norvégia	1996	LC55	1894	305
Karl-Heinek Pedestrian Bridge	Németország	2000	LC40, LC70	1450, 1600, 1990	28
Benicia-Martinez Bridge	USA	2007	LC45	1840	200

Hazánkban az Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszéken Józsa Zsuzsanna egyetemi docens és Balázs L. György irányításával foglalkoznak a könnyűbeton híd-építési alkalmazásának a lehetőségével [Fenyvesi (2008), Nemes (2006), Kelemen (1995), Tevesz (2008)].

### 33.1.2.2. Nagy szilárdságú beton a hídépítésben

Az MSZ 4798-1:2004 Beton I. rész. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés. című érvényben lévő szabvány – esetünkre – a következő definíciót tartalmazza:

A nagy szilárdságú beton olyan beton vagy nehézbeton, amelynek szilárdsági osztálya C50/60 jelűnél nagyobb, és olyan könnyűbeton, amelynek a szilárdsági osztálya LC50/55-nél nagyobb.

Az igen nagy szilárdságú beton olyan beton, amelynek a szilárdsági osztálya legalább C100/115 jelű.

Kausay [Kausay (2009)] ismertette az ultranagy szilárdságú betont. Átlagos nyomószilárdsága legalább 150 N/mm<sup>2</sup>, és elérheti a 250, esetleg 300 N/mm<sup>2</sup>-t is. Az ultra nagy szilárdságú beton továbbfejlesztett változata, ezért tulajdonságai sokban hasonlítanak a nagy szilárdságú beton tulajdonságaihoz.

A nagy szilárdságú betont részletesen ismertettük a 12. fejezetben. Itt arra mutatunk rá, hogy a hídépítési gyakorlatban egyre inkább előtérbe kerül a nagy és az igen nagy szilárdságú beton.

A nagy szilárdságú betont a holland hídépítési gyakorlatban az alábbiak szerint fogalmazzuk meg.

Hollandiában [De Vries–Kaptijn–Ouwerkerk (1996)] 1992–1995 között sok tapasztalat gyűlt össze B65 és B105 nagy szilárdságú betonnal (NSzB), és ezek híd-



építési alkalmazása megkezdődött. A készítést, bedolgozást, utókezelést, a hidratáció hő okozta zsugorodást, a szilárdulás ütemét illető eredmények alapján előre gyártott gerendákon, helyszíni lemezhidakon és szekrénytartós gerendahidakon sikerrel próbálták ki. 1996. január óta építettek egy 160 m középső nyílású autópályahidat B85 jelű betonból, szabadon betonozva.

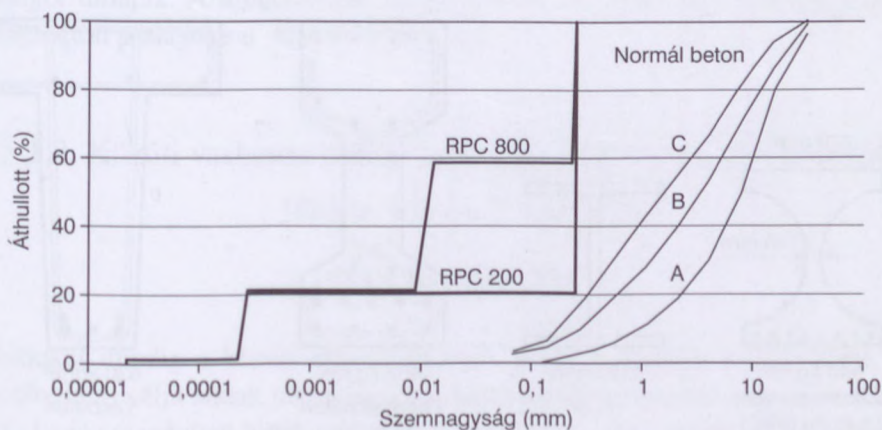
Borosnyói-Balázs L. (2001) a nagy szilárdságú betonok két, alapvetően különböző típusát különbözteti meg:

1. Szokásos szemmegoszlású adalékanyaggal készített, legfeljebb  $200 \text{ N/mm}^2$  nyomószilárdságú (*High Strength Concrete = HSC*)
2. Rendkívül kis szemmagyságú, speciális adalékanyaggal készített,  $200\text{--}800 \text{ N/mm}^2$  nyomószilárdságú betonok. (*Reactive Powder Concrete = RPC*)

Nagy szilárdságú beton (HSC) készítéséhez általában szilikaporra [Kausay (2009,a)] és nagy hatású folyósító adalékszerekre van szükségünk. A beton nagy szilárdságát a cementkő porozitásának csökkentésével érhetjük el: a víz-cement tényező csökkentése a folyósítók révén és a szilikapor tömítő hatásának kihasználásával. A nagy szilárdságú beton (HSC) alkalmazásának előnyeit a hídépítésben a következőkben foglalhatjuk össze:

- megtakarítás az anyagköltségben,
- gyorsabb kivitelezés,
- nagyobb tartósság.

Az RPC betonok nagy szilárdságukat elsősorban nagy tömörségüknek köszönhetik, amely kis  $d_{\max}$  (maximális szemmagyság) és kis víz-cement tényezővel érhető el [Richard–Cheyrezy (1994)]. Jellegzetes szemeloszlási diagramokat szemléltet a 33.17. ábra, amelyen hagyományos betonokhoz alkalmazott adalékanyagok szemeloszlási diagramjait is feltüntettük. A víz-cement tényező esetenként 0,15 alá is csökkenthető, amely kevesebb, mint a cement kémiai kötéséhez szükséges vízmenyiség. Ezáltal a megszilárdult cementkőben maradnak hidratálatlan cementszem-



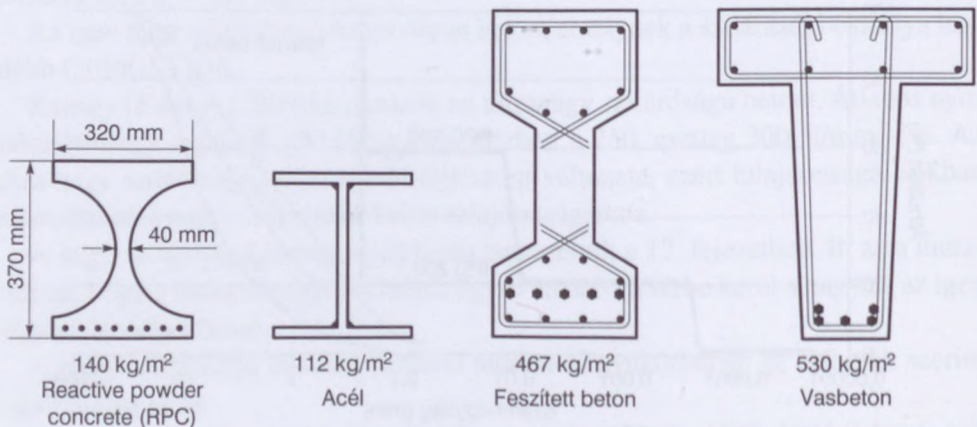
33.17. ábra. RPC és normál betonok adalékanyagainak szemeloszlási görbéi [Richard–Cheyrezy (1994)]

csék is, amelyek tömítőanyagként működnek. A megfelelő bedolgozhatóság érdekében nagy mennyiségű folyósító adalékszer adagolására van szükség, a szilárdulási folyamat pedig nyomás alatti hőérleléssel javítandó. Egy RPC 200 jelű beton recept-jét az alábbiakban adjuk meg *Richard és Cheyreyz* (1994) kutatásai alapján:

Portlandcement:	955 kg/m <sup>3</sup>
Víz:	153 kg/m <sup>3</sup>
Adalékanyag ( $d_{\max} = 0,25$ mm):	1051 kg/m <sup>3</sup>
Szilikapor:	239 kg/m <sup>3</sup>
Acélszál:	191 kg/m <sup>3</sup>
Folyósítószer:	13 kg/m <sup>3</sup>
Összesen:	2602 kg/m <sup>3</sup>

Különleges és egyelőre egyedülálló alkalmazási példaként említhetjük a rendkívül nagy szilárdságú Reactive Powder Concrete (RPC) betonok hídépítési alkalmazását. Sherbrookeban (Kanada) található egy gyalogos/kerékpáros híd, melynek rácsos tartószerkezete készült 200 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú RPC betonból [CSCE (2000)]. Mivel az RPC betonok szilárdsági jellemzői a hagyományos betonok és a szerkezeti acélok között helyezkednek el (nyomószilárdság 200–800 N/mm<sup>2</sup>, húzószilárdság 25–150 N/mm<sup>2</sup>), előállítási költségük azonban jóval a szerkezeti acéloké alatt van, így gazdaságosan tervezhető lehet belőlük az acélszerkezetekkel versenyképes tartószerkezet. A 33.18. ábrán láthatjuk azonos teherbírású keresztmetszetek fajlagos tömegét különböző szerkezeti anyagok esetén. Ez a példa is érzékelteti az RPC versenyképességét.

*Ujhelyi* (2008) a nagy teljesítményű hídbetonokról írt két cikket, és tankönyvében [*Ujhelyi* (2005) is foglalkozik a nagy szilárdságú betonokkal. A nagy szilárdságú betonról írt cikket *Than* (1994), *Kovács* (2008). Vasbeton hidak tartósságát tárgyalja *Farkas–Szalai* (1996), *Tóth* (1997), *Szabó* (1997), *Gruber* (1998).



33.18. ábra. RPC beton tartó fajlagos tömegének összehasonlítása hagyományos szerkezeti anyagokéval [*Walraven* (1999)]



További külföldi hidakról írt cikkeket tartalmaznak: *Spránitz* (2006), *Mitsui* és munkatársai (1998), *Andrade M.C.* és munkatársai (1997).

### 33.1.2.3. Szálerősítésű beton a hídépítésben

A szálerősítésű betonnal a 34. fejezetben foglalkozunk részleteiben. [*Borosnyói-Balázs L.* (2001)] ezzel a kérdéssel szintén foglalkozott, és véleményüket az alábbiakban adjuk meg.

A szálerősítésű beton (FRC) építőmérnöki alkalmazása hazánkban is egyre jobban terjed ipari padlók, betonpadozatok, alaptestek, lőttbeton boltozatok és útépitési műtárgyak munkáinál [*Balázs L.–Polgár,* (1999a)]. A szálerősítésű beton legfőbb előnyének a duktilis viselkedést és az energiaelnyelő képességet jelölhetjük meg. Minél nagyobb száladagolást választunk, annál nagyobb a szálerősítésű beton berepedés után maradó húzószilárdsága és energiaelnyelő képessége. Fontosnak tartjuk megjegyezni, hogy a szokványos száltartalmú (maximum 2 térfogat%) száladagolással a beton nyomó- vagy húzószilárdsága nem növelhető jelentősen. A száladagolás szerepe elsősorban a beton repedéseinek elosztása (így az átlagos repedéstágasság csökkentése), illetve a duktilis viselkedés biztosítása. Szálerősítésű beton alkalmazására a hídépítésben az acélbetét nélkül készített hídpályalemezek esetén találunk példát [*Mufti–Newhook* 1998)].

### 33.1.2.4. Utólagos megerősítés szálerősítésű anyagokkal

A hidak megerősítésére szükség lehet a teherbírás növelésekor, vagy baleset során a szerkezet teherbírása elégtelenné válik, illetve a megengedett lehajlást és repedéstágasságot túllépi. A hídgerendák megerősítése sikeresen oldható meg utólagosan felragasztott szalagokkal (lásd 34.3. fejezet).

### 33.1.3. Közúti vasbeton hidak tartóssága a hídszabályzatok tükrében

[*Balázs–Kovács–Tóth* (1991)]

#### 33.1.3.1. Bevezetés

Hídjainkat mindig a közúti hídszabályzatok előírásai alapján hozták létre. Jelen összefoglalás célja annak megvilágítása, hogy mostani szemmel vizsgálva e szabályok alapján megépített hidak mennyiben felelhetnek meg a tartósság követelményeinek.

Tudjuk, hogy a vasbeton tartóssága a megépített szerkezettől (elsősorban a beton tömörsége, a betonfedés vastagsága, vízszigetelés, vízvezetés rendszere), a fenn tartási tevékenységtől és a környezeti hatásoktól függ. Ezt szem előtt tartva azt kell vizsgálnunk, hogy a szabályzatok e tényezőket hogyan befolyásolták.

A szabályzatok csak irányt mutatnak. Mindig tükrözik az anyag, a technológia és tudományos megismerés fejlődési szintjét. A szabályzatok alapján többféle megoldás lehetséges. Ezért helyenként a szabályzatok és a gyakorlat összefüggéseire is utalunk.

### **33.1.3.2. A magyar királyi államépítészeti hivatalok szolgálatára vonatkozó utasítás**

[*Kereskedelemügyi m. kir. miniszter, 1895*]

Az 1 m-nél kisebb nyílású műtárgyakra szabványtervezet adtak ki, az 1 m-nél nagyobbakra pedig a boltozott (kő, téglá) műtárgyakra kiadott szabványtervek voltak az irányadók úgy, hogy a falazatméretek 25%-kal csökkenthetők. A boltozatok mindig körívesek. A legjobb portlandcement használatát és boltozatokra az 1:6, felmenő falakra 1:8 cement-adalékanyag arányt írták elő, a homok és kavics arányára az előírás boltozatokhoz 2:4, felmenő falakhoz 3:5. Az ilyen beton- vagy vasbeton hidat akkor lehetett előnyben részesíteni, ha olcsóbb volt az általában elterjedt fahidaknál.

A mai értelemben vett vasbeton hidak ebben az időben még nem terjedtek el, úgyhogy a fentiekől eltérő vasbeton hidakat a KM véleményezte (ha nem ő volt a beruházó), illetve hagyta jóvá. Ez a vasbeton kezdeti időszaka vasbeton-elméleti ismeretek nélkül.

Ennél alig volt részletesebb a szabályzat. A bejegyzések szerint az utasítás vasbetonra vonatkozó részeit 1904. VII. 28-án módosították, de ezt nem találtuk meg.

### **33.1.3.3. Szabályrendelet a közúti hidak tervezéséről, forgalomba helyezéséről, próbaterheléséről és időszakos megvizsgálásáról Közúti Hídszabályzat**

(A kereskedelemügyi m. kir. miniszter 1910. 33 034 sz. rendeletével kiadva.)

Ez az első hídszabályzat előírta a vasbeton felület *víz elleni szigetelését* és a *víz elvezetését* úgy, hogy a hídszerkezetre víz ne jusson. Az előírt szigetelés *bitumennel ragasztott aszfaltlemez*, azon legalább 4 cm védőbeton, azon a pályaburkolat (cementmakadám, kövezet stb.). Előírt *betonfedés* szabad felület esetén 4 cm, míg aszfaltburkolat alatt 2 cm.



A hídszabályzat részletesen intézkedik a forgalomba helyezés előtt teljesítendő vizsgálatokról és a *próbatétel feltételeiről és módjáról*. A maradó lehajlás nem lehetett nagyobb a legnagyobb lehajlás harmadánál. Először szabályozták a *hidak időszakos vizsgálatát*. A legalább 15 m nyílású vasbetétes betonhidakat – a rendes fenntartási teendőkkel kapcsolatos megfigyeléseken és vizsgálatokon kívül – 10 évenként időszakos vizsgálatnak kellett alávetni. Részletesen szabályozták a vizsgálati teendőket, amelyek alig térnek el a maiaktól.

Előírták a *törzskönyv* kötelező használatát minden időszakos vizsgálatnak kitett hídra.

Ez a hídszabályzat a hidak anyagaira vonatkozó előírást nem tartalmaz. Irányadónak a *Szabályzat vasbetétes betonszerkezetek tervezése és építése tárgyában c.* szabályzatot tekintjük, amelyet a Magyar Mérnök- és Építészegylet először 1909-ben, majd változtatás nélkül 1914-ben adott ki. Terjedelme 13 oldal. A felhasználandó cementekre kikötés, hogy *jó fajta, lassan kötő portlandcementet kell használni*. Az 1887. és 1897. évi cementszabványok szerint ennek a 28 napos szilárdsága földnedves habarcsvizsgálattal 16 MPa volt. A cement akkor még eléggé durva őrlésű volt. Az előírt legkisebb cementtartalom  $300 \text{ kg/m}^3$  volt. Az adalékanyag szemmegoszlására kikötés volt, hogy a homok térfogata legalább kétharmada legyen a kavics térfogatának. A legnagyobb szemnagyságot az határozta meg, hogy az az acélbetétek között elférjen. A beton kezdeti rugalmassági modulusát 12 GPa-val vették számításba, amely kis szilárdságra utal.

A hídszabályzat megjelenésekor a betont általában kézi erővel keverték, a keverőgépek kezdtek megjelenni. A földnedves beton volt a szokásos. A betontervezés alapja a *hézagelmélet* volt, amely szerint a bedolgozott betonban a cementnek a homok, a homoknak a kavics hézagait kellett kitöltenie.

### 33.1.3.4. Magyar Mérnök és Építészegylet Vasbetonszabályzata

[*Vasbeton szerkezetek tervezésének, építésének és ellenőrzésének szabályzata (1931)*]

Ekkor még közös vasbetonszabályzatot adtak ki, szükség szerint utalva az alkalmazási területre.

Közúti hidakra az *1,5 cm-es betonfedés volt előírva* és ez a szélső acélbetéttől számított. *Vasút feletti vasbeton hidakra pedig 2,5 cm.*

A cementek szállítására és megvizsgálására vonatkozó, 1897-ben kibocsátott határozatok érvényben voltak bizonyos kiegészítésekkel. Közúti hidakhoz *nagy szilárdságú portlandcement* használatát írták elő, amely a mai 32,5 jelűnek felelt meg. A minimális cementtartalom változatlanul  $300 \text{ kg/m}^3$ . A kiszáritott kavics térfogata



az adalékanyag térfogatának 40–60%-a lehetett.  $d_{\max}$  nem lehet nagyobb az acélbetétek távolságánál.

A szabályzat a függelékben részletes leírást adott az adalékanyag iszaptartalma, humusz-, és szervesanyag-tartalma, testsűrűsége, a bedolgozott betonban lévő adalékanyag hézagterfogata, a szemszerkezete vizsgálatára és ábrázolására. Tehát már van szitasor körlyukú rostákkal, és a legkisebb szita 0,24 mm lyukbőségű. Általában megelégedtek azzal, ha a homokos kavicsot az 1 mm lyukbőségű szitán és az 5 mm, valamint a  $d_{\max}$ -nak megfelelő lyukbőségű rostán osztályozták.

Korrózióvédelmi szempontból érdemes felfigyelni az adalékanyag hézagtartalma megállapítására. Nem írták elő a péptelítettség ellenőrzését, de ebből könnyen ellenőrizhetik.

A beton konzisztenciája általában képlékeny vagy önthető volt, hogy a habarcs az acélbetéteket jól körülvegye. A konzisztenciát az Abrams roskadási kúppal ellenőrizték.

A víz-cement tényező betartásának már nagy fontosságot tulajdonítottak. A víz-cement tényező 0,9-ben volt korlátozva (önthető beton miatt).

A közúti hidak betonjának előírt 28 napos szilárdsága min. 140 kg/cm<sup>2</sup> (14 MPa) volt, melyet 3 kocka átlagszilárdságával ellenőriztek. Az előírt beton szilárdságának az ellenőrzésére előírták a próbakeverést. A betont az előírt szilárdságra és konzisztenciára kellett tervezni.

A szabályzat előírta a zsaluzat megtisztítását, a betonfelület nedvesítését, a betonszállítás módját, a gondos tömörítést (a vibrálás ekkor még nem terjedt el).

A szabályzat készítésekor már ismerték az Abrams által bevezetett finomsági modulust és a víz-cement tényezőt.

### 33.1.3.5. Ideiglenes Közúti Hídszabályzat

Az 1950. évi ideiglenes hídszabályzat készítésekor a cementek nem változtak az 1931. évi szabályzat óta. Nagy szilárdságú cement használatát írták elő. Új az adalékszerekre vonatkozó előírás (kötésgyorsító, vízzáróságot fokozó, képlékenyítő).

Új az is, hogy az adalékanyag, illetve az ahhoz felhasznált kő vagy zúzalék alapanyagának a szilárdsága a belőle készülő beton megkívánt kockaszilárdságának legalább kétszerese legyen.

A szabályzat függeléke 250–300–350–400 kg/m<sup>3</sup> cementtartalom,  $d_{\max} = 20$ –30–40 mm esetére szemmegoszlási határgörbét adott meg. Megadta az adalékanyag fajlagos felülete számításának a módját, a várható 28 napos kockaszilárdság előrebecslésének képletét a víz-cement tényező és a víz-levegő-cement tényező függvényében.

A terveken az előírt 28 napos kockaszilárdságot ettől kezdve fel kellett tüntetni és pl. B140-nel jelölni. Először van szó előre gyártott elemekről, amelyeket B400 jelű



betonból kellett tervezni. A víz-cement tényező és a cementtartalom szorzata nem lehetett több 200-nál, illetve zúzott adalékanyag esetén 220-nál.

Új az is, hogy a szabályzat irányelveket ad az *előzetes, az ellenőrző és a tájékoztató betonvizsgálatra*.

Új, hogy a szabályzat megengedte a *szigetelés elhagyását*.

Ha azonban a pályalemez betonja nem eléggé vízzáró, akkor a pályalemezt szigetelni kellett.

*Palotás* professzor úr szerint a vízszigetelés elhagyását azért engedték meg, mert nem volt a háború után elég jó minőségű vízszigetelő anyag. A tervezőre bízták (bizonytalan formában), hogy mégis alkalmaznak-e vízszigetelést. Ettől az időtől számítható a szigetelés *nélkül, 5 cm kopóbetonnal készített pályalemez*.

A szabályzat részletesen tárgyalja az időszakos hídvizsgálatot, a törzskönyveket és a próbaterhelést. Ez a rész nem jelent újat az 1910. évi hídszabályzathoz képest. Új a *hídlap* bevezetése.

A betontechnológia hazai fejlődésére ebben az időszakban *Palotás* tevékenysége nyomta rá a bélyegét. Külön ki kell emelni e tevékenység összegezését jelentő *Minőségi beton* (1952) c. könyvét.

*Palotás* betontervezési képletei az előzőekhez képest előrehaladást jelentenek, mivel a víz-cement tényezőt, a konzisztenciát, a cement mennyiségét és minőségét kívül figyelembe veszik az adalékanyag finomsági modulusát és legnagyobb szemmagyságát is.

### 33.1.3.6. Az 1956. évi Közúti Hídszabályzat

A két szabályzat közötti korszakra az jellemző, hogy a betoni ismeret lényegesen fejlődött. Kidolgozták a heterogén portlandcementeket. Megindult az előregyártás mind a helyszínen, mind telepített üzemekben. Utóbbiban újra visszatértek a földnedves betonra. A telepített üzemekben megkezdődött a feszített hídgerendák előállítás.

E szabályzat szerint a kötőanyag felszerkezetben általában az MNOSZ 4702 A szerinti 600-as (42,5 portland cement), egyéb vasbeton szerkezetben 500-as (32,5).

Az adalékanyag általában *folyami homokos kavics vagy bányahomok és kavics, vagy kőzúvalék és zúzott kő, vagy ezek keveréke*. A megengedett agyag- és iszaptartalom a homokban 6, a kavicsban 0,5 térfogat%. Ismétlődik az 1950. évi szabályzat előírása, hogy  $d_{\max}$  a szerkezet méretének max. 1/3-a lehet.

Újra megjelent a B280 jelű beton és változásként megjelent az ennél esetleg nagyobb szilárdságú *előre gyártott beton*. Valamennyi betonra, 100–450 kg/m<sup>3</sup> cementtartalomra (50 kg/m<sup>3</sup>-es lépcsőkben)  $d_{\max}$  (30, 40 és 60 mm) függvényében határgörbékét és *Abrams* modulusokat ad meg. Új az, hogy megengedi a *lépcsős szemmegoszlást*. A lépcső  $d_{\max}/3$  és  $d_{\max}/6$  között lehet.



Helyszíni vasbeton szerkezetekre B200, illetve B280 betonminőséget kellett előírni.

Az acélbetétek előírt legkisebb betonfedése az acélbetét, illetve a kengyel külső szélétől számítva általában legalább 1,5 cm. Kedvezőtlen körülmények között (pl. vasút felett, füstgázok jelenlétében) e méreteket 3–4 cm-re kellett növelni.

Először jelent meg e szabályzatban a *feszített betonszerkezet*. Erre szigorúbb előírások vonatkoztak. Ehhez a 600-as cementet (mostani jele 42,5 pc) kötelezően előírták. Lehetővé tette a szabályzat a kötésgyorsítók, vízzáróságot fokozó, konzisztenciát javító (plasztifikáló) anyagok használatát, de alkalmasságukat előzetesen igazolni kellett. A  $d_{\max}$  általában nem lehet nagyobb a legkisebb vastagság harmadánál, illetve az acélbetétek közötti távolság 0,8-szeresénél. Az adalékanyag szemmegoszlását legalább két frakcióból kellett összeállítani. A lépcsős szemmegoszlás megengedett volt (lépcső  $d_{\max}/3$  és  $d_{\max}/6$  között lehetett). A szabályzat 350–400–450 kg/m<sup>3</sup> cementtartalom és  $d_{\max}$  10–15–20–30–40 mm esetére szemmegoszlási határgörbéket adott meg, amit be kellett tartani. A homok megengedett agyag-iszaptartalma 3 térfogat%. Az *előírt betonszilárdság előfeszített betonszerkezetekhez legalább B400, utófeszítettekhez legalább B280*. A cementtartalmat 350–450 kg/m<sup>3</sup>-ra ajánlották (350 kg/m<sup>3</sup>-nél kevesebb nem lehetett). Előfeszített betonszerkezetekben a betonfedés előírt legkisebb értéke a kengyelek külső szélétől legalább 1 cm, a huzalok külső szélétől 1 cm.

Helyszínen előre gyártott vasbeton elemekhez B280, üzemben előre gyártotthoz B400 jelű betont kellett előírni. Ennél jobbhoz a KPM engedélye kellett. Másodrendű szerkezeti elemekhez a szabályzat egy osztállyal gyengébb betont engedett meg. Előre gyártott vasbeton tartóval együtt dolgozó, helyszínen készített szerkezetek betonja legalább az előre gyártott vasbeton szerkezetekre előírt szilárdság 0,7-szerese kellett legyen. A legkisebb betonméret oszlopokra, ívekre stb. 15 cm, zárt üreges elemekre 6 cm, gerendákra 5, illetve 7 cm, lemezekre 4 cm, peremmerevítésű lemezekre 3 cm. A legkisebb betonfedés 1,5 cm volt, kedvezőtlen körülmények között növelni lehetett.

Külön fejezet foglalkozott a forgalomba helyezéssel. Részletesen előírta a *próbatelhelés lebonyolítását*. Ezenkívül tartalmazta a szabályzat az *ellenőrző vizsgálatok rendszerét* (negyedéves, éves, időszakos, amely 15 m-nél nagyobb nyílású vasbeton hidakra 10 év).

A részletes időszakos vizsgálat során a hídtörzskönyv adataiból, a tervekből, előzetes vizsgálatok eredményeiből kellett kiindulni, és elsősorban szemrevételezéses vizsgálattal, magassági és mérőszalaggal való méréssel meg kellett állapítani az esetleges elváltozásokat az előző állapothoz képest. Részletezte a szabályzat a szemrevételezés *diagnosztika* egyes elemeit. Előírta a szabályzat a betonfelületen a táskásodások, kifagyások, egyéb sérülések, építési hibák megfigyelését. Előírta a rejtett repedések vizsgálatát kopogtatással, a repedésmozgás vizsgálatát kézi eszkö-



zökkel, szükség szerint feltárással. Előírta a szigetelés ellenőrzését, a víz-, mész- és rozsdafoltok megfigyelését.

Új eleme volt a szabályzatnak a hídnilyvántartásra vonatkozó részben a törzskönyv (10 évenként részletes időszakos vizsgálatnak alávetendő hidakról), mellette a törzslap (a többi hídról) és a csoportos nilyvántartás (útvonalanként).

### 33.1.3.7. 1967. évi Közúti Hídszabályzat

A szabályzat részletesen foglalkozott a *forgalomba helyezés vizsgálataival, a próba-terheléssel és hídállapot időnkénti ellenőrző vizsgálataival* (negyedéves, éves, időszakos). Az időszakos vizsgálatnak 10 évenként a 20 m-nél nagyobb támaszközű hidakat kellett alávetni. A szabályzat részletes nilyvántartási űrlapokat adott meg.

Vasbeton felszerkezetekben a 600-as (mai jele 42,5 pc), egyenként 2 m-nél kisebb nyílású átereszekben és egyéb vasbeton szerkezetekben az 500-as (mai jele 32,5 pc) használatát engedték meg.

Az *előírt betonszilárdság vasbeton szerkezethez* legalább B140, helyszíni monolitikus vasbeton szerkezethez B200–B280, helyszínen előre gyártott vasbeton szerkezethez B200–B400, üzemben előre gyártott B280–B560 volt.

Az *előírt legkisebb cementtartalom* felszerkezet és szerkezeti gerenda betonjához 600-as cementből B200 jelű betonhoz 270 kg/m<sup>3</sup>, B280 jelű betonhoz 350 kg/m<sup>3</sup>, B400 jelű betonhoz 400 kg/m<sup>3</sup> volt.

A szabályzat az ellenőrző vizsgálathoz a *tétel* nagyságát 50 m<sup>3</sup>-ben, feszített vasbeton szerkezet esetén 30 m<sup>3</sup>-ben adta meg.

Feszített betonszerkezetek keresztmetszetét *úgy kellett kialakítani* és az acélbetéteket úgy kellett elrendezni, hogy a beton a rendelkezésre álló eszközökkel *jól tömöríthető legyen*. A szabályzat tehát feltételezte a tervező és a gyártó együttműködését.

A keresztmetszetet a *méretváltozás* helyén átmenettel kellett kialakítani.

A szerkezet *legkisebb keresztmetszeti mérete* helyszínen készített beton esetében 8, üzemben készített esetében 4 cm volt. A többi előírás nem volt szigorúbb az 1950. évi Közúti Hídszabályzatnál.

### 33.1.3.8. A 1980-as évek szabványai

Ebben az időszakban már ismert a sózás káros hatása és az ellene való védekezésre való törekvés megjelent a szabványokban.

a) **A hidak létesítésének általános szabályai** (MI-07 3700-87) a tervezési irányelveket adta meg.



A *vízvezetés* fontosságára utaló szabályok: 0,5%-nál kisebb hosszesés nem tervezhető. Általában hídpályán 2%-nál, gyalogjárdán 3%-nál, kiemelt szegélyen 4%-nál kisebb oldalesés nem tervezhető. Alépítmények közel vízszintes felületeinek esése legalább 5% legyen. Ha a híd vízgyűjtő területe 1500 m<sup>2</sup>-nél nagyobb, akkor külön víztelenítési tervet kell készíteni. A dilatációs szerkezet előtt a vizet a hídpályáról el kell vezetni. A vízszigetelés fölött összegyülekező szivárgó vizet el kell vezetni. A víznyelőket lehetőleg a szerkezet alsó vonaláig le kell vezetni, hogy a szél ne csaphassa a sós vizet a szerkezetre. A víznyelőket nem szabad törékeny anyagból készíteni.

Korrózióvédelmi szempontból fontos a *hozzáférhetőség*. Erre vonatkozó előírások voltak: térfalas hídfő esetén a hídszerkezet vége és a térdfal között legalább 10 cm távolság legyen. Célszerű a térdfal és a felszerkezet vége között – konzolos kialakítással – az ellenőrzéshez szükséges 50 cm széles helyet biztosítani.

Meg kellett tervezni a *kiemelt szegélyek és szegélyszáv só elleni védelmét* (fagy- és sózásálló beton, impregnálás, védőbevonat).

A szabvány részletesen foglalkozott a vízszigeteléssel.

#### **b) Beton, vasbeton és feszített vasbeton közötti hidak tervezése (MSZ-07 3709-87)**

A felhasználandó anyagok tekintetében az *MI-04 19:81 Beton és vasbeton készítése* előírásaira hivatkozott. Be kellett tartani az MSZ 4719 és MSZ 4720 előírásait.

E szabvány az M4 mellékletben megadta az egyes szerkezetekhez előírandó *betonfajtákat* az időközben bevezetett jelölésekkel. Így alépítményre C10, felszerkezetre általában helyszíni utófeszített szerkezeti elemre C16, előre gyártott vasbeton szerkezetre és nagy terhelésű oszlopra, fejgerendára, előre gyártott hídtartóra C25 beton nyomószilárdsági osztály volt előírva.

Lényegesen *szigorodott a betonfedés:*

- általában 30 mm,
- agresszív környezetben 35 mm,
- talajjal érintkező szerkezeti részekre 40 mm.

Agresszív környezetnek kellett tekinteni a sózást, az akár a hídon, akár a híd alatti úton sóztak.

*Feszített vasbeton hídnál* az előírt legkisebb *betonfedés* lényegében a vasbeton hidakra vonatkozóval egyezett meg.

*Üzemből előre gyártott tartók* betonfedése 5 mm-rel csökkenthető volt.

#### **c) Közúti öszvértartók tervezése (MSZ-07 3710-87)**

A beton legalább C16 jelű kellett legyen.

Az öszvértartókra lényegében a vasbeton szerkezetekre vonatkozó szabályok voltak érvényesek. Az előre gyártott öszvértartók elemei nagyon sok kapcsolattal illeszkedtek egymáshoz, ami a monolit lemezhez viszonyítva több hibaforrást jelentett. Tovább rontotta a helyzetet, ha a szekrény zárt.



#### **d) Beton-, vasbeton és feszített vasbeton hidak építése**

Követelmények. (MI-07 3202/1-83; MI-07 3202/2-83)

A betonozási munkát csak akkor volt szabad megkezdeni, ha a vállalkozó a beton pontos összetételét, az alkalmazásra kerülő adalékszereket, a keverés időtartamát, a konzisztenciát (ezen belül a víz-cement tényezőt), a bedolgozás módját és a vasszerelési terv szerinti elkészültét az építési naplóba bejegyezte, a megrendelő a vasszerelést ellenőrizte és az építési naplóban a betonozásra engedélyt adott.

Ebből az előírásból kihangsúlyozzuk a megrendelőnek azt a kötelezettségét, *hogy a vasszerelést betonozás előtt ellenőrizni kell*. Ugyanis a rosszul elhelyezett vasszerelés okozta hibát nehéz jóvátenni.

A *betonfedés* a tervezettnél legfeljebb 1 cm-rel lehetett nagyobb és 0,5 cm-rel lehetett kisebb.

Legfeljebb 0,2 mm-es *repedéstágasságot* engedtek meg, ha a repedések zsugorodásból vagy egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból eredtek. A szerkezeti repedések nem lehettek szélesebbek a számítottnál, illetve a megengedettnél.

#### **e) Beton-, vasbeton és feszített vasbeton hidak építése**

Kivitelezés (MI-07 3202/2-83)

Vízszintes munkahézag mentén a felületet érdesre kellett kialakítani. A betonozás folytatása előtt a betonfelületet a laza részekről meg kellett tisztítani, a felületet víz-sugárral le kellett mosni és betonozás előtt meg kellett nedvesíteni.

A betonfelületek felületi hibáit a kizsaluzástól számított 24 órán belül ki kellett javítani. A fészkes részeket ki kellett vésní és habarccsal, betonnal ki kellett javítani. Habarcsbordákat le kellett vésní.

#### **f) Közúti hidak fenntartása**

(MI-07 3401-87)

Új elem a szabványosításban, hogy külön műszaki irányelv foglalkozik a hidak fenntartásával. Először is definiálja a műszaki irányelv a fenntartási tevékenységet:

„A *fenntartási és karbantartási munka* olyan rendszeresen és tervszerűen végzett tevékenység, amely a forgalom, az időjárás (atmoszferikus hatások) olvasztósózás és egyéb hatások miatt bekövetkező romlások megelőzését, valamint rendkívüli események (árvíz, jégzajlás, földrengés, forgalom okozta rendkívüli károk) miatt bekövetkező rongálódások kijavítását szolgálja. A megfelelően végzett fenntartási munka biztosítja a híd hosszú élettartamát és teherbírását, valamint a hídon átvezetett közúti forgalom és a híd alatti esetleges forgalom biztosítását és zavartalanságát.”

Ez a mondat sűríti a korszerű fenntartási tevékenység célját: a meghibásodások megelőzése és javítása.

E fenntartási munkák nagyon fontos része a hidak *rendszeres tisztítása*.

A műszaki irányelv helyesen foglalta össze a károsodások lehetséges okait és tipikus hibáit.



A műszaki irányelv részletesen tárgyalta a *betonhidak javítását* cementhabarccsal, műgyanta habarccsal, lövellt betonnal, és ismertette a repedések injektálását műgyantával. Ezek az előírások lényeges előrelépést jelentettek az előzőkhöz képest. Azonban olyan rohamos a fejlődés, hogy mára túlhaladott. Ugyanis műgyantahabarcsban lényegében epoxigyanta alapú (PC) habarcsot értettek, holott napjainkban ezeket a PCC (gyantacement) habarcsok háttérbe szorítják. A repedések injektálásán is csak a repedések kitöltését értették epoxigyantával.

Foglalkoztak a műszaki irányelvben a hidak betonjának védelmével még használatbavétel előtt, más szabványokra hivatkozva.

### **g) Közúti hidak beton- és vasbeton szerkezeteinek korrózióvédelme**

(MI-07-3406-87)

Ez az előírás kiterjedt új hidak védelmére, a javítás és fenntartás során elvégzendő hídvédelmi eljárásokat, majd az alkalmazás területeit és feltételeit ismertette.

Az előírás a védekezés egyik feltételéül a *védendő beton szilárdságát* adta meg, amely a védendő új szegélyre *legalább C30*. Ez az előírás már korszerű gondolkodásra vallott.

A 4. fejezet a korrózióvédelmi rendszerek anyagaival, az 5. a felület-előkészítéssel, a 6. a kivitelezéssel, a 7. a minőségi követelményekkel, a 8. a vizsgálatokkal, a 9. a minősítéssel foglalkozott. Ezek a fejezetek megnevezésükben már tartalmazták a szabályozni valókat, tartalmukban azonban (a gyors fejlődés miatt) kiegészítésre szorulnak.

Olyan MSZ-szabványsorozat jelent meg az 1980-as évek közepén a beton- és vasbeton szerkezetek korrózióvédelméről, amely a vasbeton általános védelmével foglalkozott és nemcsak a hidakéval.

### **h) Beton- és vasbeton szerkezetek korrózióvédelme**

(MI 17215, illetve MSZ 17215)

α) MSZ 17215/1-84 Fogalommeghatározások

Az általános korrózióra és védelemre vonatkozó fogalmakat tartalmazta.

β) MI 17215/2-86 Agresszív közegek osztályozása

Ez a műszaki irányelv mindenféle kémiai és egyéb korróziót magában foglalt, de az építőipari szakemberek ebből nehezen tudták kikövetkeztetni, hogy a kloridok és a levegőszennyeződések okozta beton- és acélkorrózió melyik típusba sorolandó. A legfőbb nehézség azonban az volt, hogy ez nem a vasbetonra, hanem csak a betonra vonatkozott.

γ) MI 17215/3-86 Tervezői előírások

δ) MI 17215/4-86 Primer korrózióvédelem

E műszaki irányelv szerint a primer korrózióvédelmet a gyengén agresszív osztályba sorolt vasbeton szerkezeteknél kellett önálló védekezési módként alkalmazni. A megfelelő védelmet a tervezett porozitás (esetleg vízzáróság) előírásával



érték el. E tekintetben az előírás elég részletes és a függelékben a megszilárdult betonok feltételezett porozítására is részletes tájékoztatást adott.

é) MSZ 17215/6-84 A betonacélt védő hatás vizsgálata és minősítése.

A módszer elve: Az acél polarizációs potenciálváltozását segédelektóddal biztosított növekvő áramsűrűségű polarizáló áramú összehasonlító elektróddal mérjük (galvanodinamikus módszer) és kompenzográfval regisztráljuk. Arra használható, hogy a betonösszetétel, érlelési mód, adalékszer hatását a korrózióra laboratóriumban kimutassuk.

**i) A betonacél korróziós állapotának helyszíni vizsgálata**

(MSZ 17215/7-84)

A módszer elve: vasbeton szerkezet elektródként szolgáló betonja és betonacélja közötti, szaggatott egyenáram hatására keletkező, polarizációs változást regisztráljuk és ennek alapján értékeljük a betonacél korróziós állapotát.

A műszert az FTV dolgozta ki és szabadalmaztatta. Egyoldalúságra vall, hogy az ASTM-szabványban leírt és Európában is használt módszert nem szabványosították. Tudomásunk szerint még nem végeztek a szabványosításkor elégséges vizsgálatot ezzel a műszerrel, és hiányoztak az összehasonlító kísérletek az ASTM-ben leírt módszerrel.

**j) Megszilárdult betonok termoanalitikai vizsgálata (MSZ 17215/9-89)**

Arra használható, hogy derivatográfias vizsgálattal a betonban lévő, várhatóan korróziót okozó vegyületeket kimutassa. Csak derivatográfval felszerelt, e téren kellő ismeretekkel rendelkező laboratóriumban használható. Amidőn nem tudjuk, hogy milyen vegyületeket keressünk, először röntgendiffrakciós vizsgálatot kell végezni. Mennyiségi értékelésre csak akkor alkalmas, ha a keresett vegyületek DTA-csúcsai jól elkülöníthetők a cement hidrátjai DTA-csúcsaitól, és a keresett vegyület legalább 1%-ban jelen van a betonban.

Végül összefoglaljuk az 1967. évi Közúti Hídszabályzat óta bekövetkezett változásokat:

A betont általában betongyárakban, központi keverőtelepeken állítják elő. A helyszíni vasbetonkészítéshez a betont mixer- vagy agitátorkocsikkal szállítják.

Az 1960-as évek végén megkezdődött a közutak sózása, ami nagy károkat okozott és új gondolkodásra készítette az anyaggyártókat és a hidász mérnököket. Lényegesen nőtt a légköri szennyeződés, aminek a hatását még nem ismerjük.

Elterjedt a légpórusos beton, amely a primer védelem fontos eszköze lett. Megjelent a folyósító adalékszer, amely lehetővé teszi a KK–K konzisztenciájú, nagy szilárdságú betonok gyártását.

Az előre gyártott, gőzöléssel szilárdított beton hazánkban majdnem teljesen kiszorította a monolitikus betont.

Új anyagokat, technológiákat dolgoztak ki a hídvédelemre.



### 33.1.3.9. A közúti vasbeton hidak tartóssága a szabályzatok tükrében

A feltett kérdésre rendkívül nehéz egyértelmű választ adni, mivel sok tényező befolyásolja egy híd élettartamát: a tervezés, kivitelezés, fenntartás mellett a híd forgalma, környezetszennyezés, az út téli sózása és más körülmények.

A hídvizsgálatok tapasztalatai alapján vázlatosan mégis megkísérelünk néhány általánosítható megállapítást tenni.

Az országos közutak hídjainak mintegy 70%-át 1945 után építették vagy átépítették. A 45 évesnél idősebb vasbeton hidak száma 1121 volt, s ezek közül csak 38 db épült 1910 előtt. Szabályozást tekintve ma is elfogadhatóan épültek. Tapasztalatunk szerint ezek a viszonylag idős vasbeton hidak általában kielégítő állapotúak. Ennek oka a gondos kivitelezés mellett elsősorban az, hogy környezetszennyezés, sózás nem károsította ezeket. E hidak zöme kis nyílású – a II. világháborúban a jelentősebb hidakat felrobbantották –, így a hídállományban értéküket tekintve, nem túl jelentősek.

1945 után a vasbeton hidak igen nehéz körülmények között – anyagihiány, feszített építési tempó – épültek, így gyakori volt a sűrű vasalás és a nem jól megválasztott betonösszetétel miatt *nem kellően tömör, így korrózióra hajlamos a beton*. Egyértelmű hiba volt a szigetelés gyakori elhagyása, enyhítő körülmény, hogy már az 1967-es Közúti Hídszabályzat megjelenése előtt gyakorlattá vált a *közúti hidak szigetelése*.

Az 1960-as év végéig zömében monolitszerkezeteket, kis nyílásnál általában lemezeket építettek. (A még ma is alkalmazott FT-tartóbetétes hidak is lényegében monolitszerkezetek.) A kitámasztott hídfőjű, dilatációs hézag nélküli szerkezetek élettartam-kilátásai jók.

A közutakon a *síkosság elleni vegyszeres védekezés 1965-ben kezdődött*, így érthető, hogy az 1967-es Közúti Hídszabályzat még nem tartalmazott olyan előírásokat, melyek mai szemmel nézve már akkor indokoltak lettek volna. A mérnöki szemléletben a vasútvonalak feletti hidak füstkorróziója látszott a legveszélyesebbnek, ezért monolit- és előre gyártott szerkezeteket építettek a vasutak felett.

Az EHG, EHGE, majd EGHT tartók elvileg igen jó, tartós hidak építését teszik lehetővé, a tapasztalatok szerint azonban több együttes ok miatt sajnos viszonylag nem idős hidaknál is jelentős felújítási munkákat kell végezni. A főbb okok: az egyre nagyobb hosszúságú hidat gyakran Gerber-csuklóval, vagy kéttámaszú tartók szerkezeteként építették, a hídepítés a teljes előregyártásra törekedett, így a szegélyek (H-elem) is egy sor vízbejutási helyet alkottak az előre gyártott és helyszíni beton találkozásánál. Sokáig ún. rejtett dilatációk és nem vízzáró kivitelűek épültek, gyakori volt – még ma is – a kis hosszesésű útpálya, az előre gyártott elemeknél nem volt meg mindig még az előírt betonfedés sem, s az addig jól bevált védőbetonos szigetelés az erősen sózott utakon az 1970-es években már nem volt megfelelő.



Röviden összefoglalva, a nagy tömegű hídépítés (1965–85 között átépítették az országos közúti hidak 45%-át) nem volt eléggé tekintettel a hidakat fenyegető súlyos veszélyre, a korrózióra, s a szakemberek körében is későn tudatosodott az alattomos és súlyos kimenetelű korrózió veszélye.

Véleményünk szerint különösen a kis betonfedés – bár önmagában ez sem biztosít elég védelmet – a nem elég hatékony vízelvezetés és az előre gyártott elemek szinte mindenhol való alkalmazása a fő oka annak, hogy 15–20 éves hidaknál is jelentős javítási munkákra van szükség.

A Közúti Hídszabályzat részét képező szabványok (1980-as évek) megjelenése előtt már több cikk jelent meg hazánkban is a vasbeton hidak korrózióveszélyéről, de előírások hiányában a gyakorlatban kevés hatékony intézkedést tettek: vízzáró dilatációk, újszerű szigetelések, védőbevonatok.

*Az új előírások több tekintetben jelentős előrelépést jelentenek, azonban automatikusan még nem nyújtanak garanciát arra, hogy valóban tartós vasbeton hidak épüljenek.*

Szükség van arra, hogy a *tervezés* sokkal többet foglalkozzon olyan szerkezeti, technológiai hídtartozékokkal, melyek döntően befolyásolják a vasbeton hidak élettartamát. A nem túl merészen tervezett, nem túlzottan tagolt, jól szigetelhető, minden részében hozzáférhető híd az előnyös az élettartam szempontjából.

Szükség van jelentős előrelépésre a betontechnológiában is, mert bebizonyosodott, hogy *önmagában a kellő betonszilárdság és betonfedés még nem biztosítja az acélbetétek, feszítőelemek védelmét*. Javítani kell a kivitelezés, műszaki ellenőrzés színvonalát is, mert a tömeges, szerelőipari jellegű munka sok hibaforrást jelent.

*A feszített szerkezetek közül különösen az utófeszítettek kivitelezésére, vizsgálataira, fenntartására kell nagy gondot fordítani, mert a feszítőbetétek korróziója ezeknél végzetes lehet.* Természetesen a hidak gondos tisztítása, lemosása, a megelőző védekezés pl. bevonatokkal, a hibák időbeni javítása elengedhetetlen.

Összefoglalva megállapíthatjuk, hogy még a viszonylag fiatal (20–30 éves) vasbeton hídjaink azon részét is eléggé veszélyezteti a korrózió, amelyet a téli sózás érint, így sokat kell tenni a hídüzemeltetésben, fenntartásban, tervezésben, kivitelezésben is, hogy valóban tartós, viszonylag kevés fenntartást igénylő hidakat építsünk, a meglévőket pedig megóvjuk a leromlástól.

### 33.1.3.10. Összefoglalás

Kezdetől fogva arra törekedtek, hogy a hídszabályzatnak a vasbeton szerkezetekre vonatkozó részei egyezzenek meg a vasbeton szerkezetekre vonatkozó országos szabványokkal, de rendszerint szigorúbbak voltak azoknál, mint ahogy a környezeti igénybevételek is szigorúbbak.

A korrózióval összefüggésbe hozható főbb előírások:



*Legkisebb cementtartalom* 1910 óta  $300 \text{ kg/m}^3$  jófajta portlandcement esetén, 1967 óta az előírt betonminőségtől függ, de min.  $270 \text{ kg/m}^3$ .

$d_{\max}$  az acélbetétek távolságánál (1910), illetve annak 0,8-szorosánál (1956), valamint a szerkezet méretének egyharmadánál (1956) nem lehet nagyobb.

A *betonfedés* min. 4 cm (1910), min. 1,5 cm (1931), vasút felett szigorúbb, mint 3 cm (1987).

*Hézagtartalomra tervezés* 1910 óta.

*Vízszigetelés, vízvezetés* 1910 óta, elhagyható a szigetelés 1950 óta, újra kötelező 1967 óta, az esésviszonyok előírása, vízvezetés szigorítása 1980 után.

*Időszakos hidvizsgálat* 1910 óta 15 m fesztáv feletti, 1967 óta 20 m fesztáv feletti hidak esetén 10 évenként.

*Törzskönyv* 1910 óta, *hidlap* 1950 óta.

*Repedéstágasság* megengedett értéke 0,2 mm 1987 óta.

*Rendszeres tisztítás, hídvédelem, fenntartás* előírása 1987 óta.

2011-ben jelentek meg a hidakra vonatkozó Útügyi Műszaki Előírások. Ezek lényegesen eltérnek a megelőzőktől. Az csak formai kérdés, hogy a hidakra vonatkozó előírások az Útügyi Műszaki Előírások közé tartoznak, mert hiszen a híd az útnak a része.

Lényegi változást az jelent, hogy az EU-hoz csatlakozásunkkor vállalnunk kellett, hogy előírásaink összhangban lesznek az Eurocode (EC) előírásaival. Új előírásainkkal ezt a vállalást teljesítettük [Kolozi Gy. (2011)].

### 33.1.4. Vasbeton hídépítési technológiák fejlődése

[Vértes–Tariczky (2008)]

Az előző fejezetben ismertetett szabványok, műszaki irányelvek, műszaki előírások szabályozzák a beton, vasbeton és feszített vasbeton közúti hidak szerkezeteinek minimális betonminőségét.

Vértes Mária és dr. Tariczky Zsuzsanna ezeket az előírásokat táblázatosan feldolgozta, és ebből – gazdag építőipari tapasztalataikat is felhasználva – mutatta ki a technológiák fejlődését.

#### 33.1.4.1. A szabályzatokban előírt betonminőségek

A beton, vasbeton és feszített vasbeton közúti hidak szerkezeteinek minimális betonminőségét az ágazati műszaki előírások szabályozzák. A 33.4. táblázatban bemutatják időrendben a minőségek alakulását és néhány betonminőséget, ami a terveken szerepelt.



33.4. táblázat. Betonminőségek változása az idő folyamán a szabályzatokban [Vértes M.–Turiczky Zs. (2008)]

Szabályozások		I.	II.	III.	IV.	V.	Gyakorlatban, a terveken alkalmazott betonminőségek (az elmúlt 5 év adataiból)
Nem teherhordó szerkezet (folyóka, lépcső)		B140 Szegélyek is!	C12–C16	C16	A C 20/25 B C 25/30 FV		Előre gyártott, vízzáró és fagyálló kivitelben
	Aléptímeny	B140 B200	C10–C16	C16–C20	A C 20/25 B C 25/30 FV		Fürt cölöp C16, C20 C16 V, C20V, C20/25
Teherhordó szerkezet		B200 B280 B400	C16–C20	C16–C25	A C 30/37 FV B C 35/45 FV		C16 V, C20 FV, C25 FV, C35 FV C35/45
	Felszerkezet	B280 B400	C16 C20–C25	C16–C25			C20 FV, C25 FV, C35 FV C35/45
Feszített vasbeton hídgerendák és felszerkezetek	helyszínen	B280 B400		C20–C30	AC 30/37 FV BC 35/45 FV		C30, C35 FV, C40 FV C40/45
	üzemben	B400	C25	C25–C30	AC 35/45 FV BC 40/50 FV		C35 FV C40 FV

Jelmagyarázat: A-normál, B-sózásnak kitett szerkezet, F-f50 fagyállóság, V-vz5 vízzáróság

I.: KPM Sz. HI/1-1976 Érvényes: 1968. január 1-től; II.: MSZ-07 3709:1987, Hatályba lépett: 1988. január 1.; III.: ME-07 3709:1994, Érvényes: 1995. január 2-től; IV.: ÚT 2-3.414:2001 Érvényes: 2001. június 15-től; V.: ÚT 2-3.414:2004 Érvényes: 2004. aug. 15-től

A betonokkal szembeni követelményeken eleinte elsősorban a nyomószilárdságot, legkisebb és legnagyobb cementadagolást értették. Az előírások az alapanyagok vizsgálatát és a próbakeverést is előírták. Későbbiekben szabályozták a repedéstágasság mértékét, a gyártásközi vizsgálatok megtervezését.

A beton, vasbeton és feszített vasbeton hidak tervezésére az MSZ-07 3709:1987 vonatkozott, majd az ágazati szabványok megszűntével (1994) az Útügyi Műszaki Előírások léptek érvénybe. Kötelező műszaki előírásként az ME-07 3709:1994 azonban tovább élt. A Hídszabályzat Bizottság 1996–1997-ben megkezdte a tervezési előírások felülvizsgálatát, az Eurocode 2 és az ENV 206 betonszabvány figyelembevételével.

**33.5. táblázat.** Betontakarás és repedéstágasság a beton, a vasbeton és a feszített vasbeton hidak szerkezeteinél [Vértes M.–Tariczky Zs. (2008)]

Szabályozások		I.	II.	III.	IV.	V.
Betontakarás		Nem feszített betonacéloknál				
	Általában	15 mm	30 mm	30 mm	30 mm	
	Agresszív környezetben	30–40 mm	35 mm	35 mm	35 mm	35 mm, sózás, fagyás esetén 40 mm
	Talajjal érintkező környezetben	–	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
		Feszítőhuzal, pázsma esetén				
	Általában	15 mm	30 mm	30 mm	30 mm	30 mm
	Agresszív környezetben	25 mm	35 mm	35 mm	35 mm	40 mm
		Burkolócsőben lévő feszítőhuzal, pázsma esetén				
	Általában	25 mm	30 mm	30 mm	30 mm	30 mm
	Agresszív környezetben	25 mm	40 mm	40 mm	40 mm	45 mm
	Üzemben előre gyártott tartóban	15–20 mm	5 mm-rel kisebb lehet	5 mm-rel kisebb lehet	5 mm-rel kisebb lehet, de legalább 30 mm kell legyen	
Repedéstágasság	Általában	0,2 mm	0,2 mm	–	–	
	Vízben vagy agresszív környezetben	0,1 mm	0,1 mm	–	–	
	Erősen agresszív környezetben	–	–	0,1 mm	0,1 mm	
	Gyengén agresszív környezetben	–	–	0,2 mm	0,2 mm	
	Nem agresszív környezetben, szigetelt és 0,2 mm-es repedésáthidaló képességű bevonattal ellátott felületen	–	–	0,25 mm	0,25 mm	

I.: KPM Sz. HI/1-1967 Érvényes: 1968. január 1-től; II.: MSZ-07 3709:1987, Hatályba lépett: 1988. január 1-től; III.: ME-07 3709:1994, Érvényes: 1995. január 2-től; IV.: ÚT 2-3.414:2001 Érvényes: 2001. június 15-től; V.: ÚT 2-3.414:2004 Érvényes: 2004. aug. 15-től



**33.6. táblázat.** Győri MVO betontakarás ellenőrző mérései [Vértes M.–Tariczky Zs. (2008)]

Vizsgálat évei	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
Követelmények	Betontakarás általában 30 mm, agresszív környezetben 35 mm									
Összes ellenőrző mérés (db)	59	121	264	284	386	353	352	464	203	397
Összes mérésből megengedettnél kisebb (%)	3	31	13	14	7	3	1	6	11	10

Például: 1995-ben a kivitelező által végzett 114 mérésből 1 érték volt a megengedettnél kisebb.

2001-től megjelent a szabályzatokban a tartósság követelménye. Az ÚT 2-3.414:2001 műszaki előírás mellékletét képező M4 táblázatba belekerült az ENV 206 betonszabvány tartósságra vonatkozó ajánlása. A *fagynak és jégtelenítő szószának kitett szerkezetekre* magasabb szilárdsági osztályt írtak elő. Az előírás M5.2 pontja azt is előírta, hogy a betonkeverékek összetételét úgy kell megtervezni, hogy a nyomószilárdság átlagértéke 28 napos korban gyárszerű és/vagy telepített betonüzem esetén az előírt minősítési értéket  $8 \text{ N/mm}^2$ -rel haladja meg.

Fontos elvárás a fagyállóság, és a vízzáróság mellett a betontakarás, a betonacél védelme érdekében. A fagyállóság érdekében az ÚT 2-2.203:2000 Útügyi Műszaki Előírás szabályozta a finomrész mennyiségét, a víz- és a habarcstartalmat, és a keverék levegőtartamát.

Az előírás szerint az acélbetétek betontakarása minimálisan 35 mm, csak az előre gyártott szerkezetre adott 5 mm kedvezményt, de a talajjal érintkező szerkezeteknél legalább 40 mm az elvárt mérték. A 33.5. táblázat a betonfedés előírásait mutatja be időrendben, a 33.6. táblázat pedig az ellenőrző vizsgálatok során mért értékek alakulását szemlélteti.

A keverék tervezésére ajánlást is adott az ÚT 2-2.203. A szerkezetépítést részletes betontechnológiai utasítás alapján engedélyezi, amelyet csak olyan személy készíthet, akinek legalább 5 év referenciája van.

### 33.1.4.2. Tervezett és megépített szerkezetek betonjainak minősége 2001 előtt

A bemutatott vizsgálati eredmények a Hídépítő Vállalat, illetve Hídépítő Rt. munkáihoz készített kísérleti keverékek alapján megvalósult technológiák (független laboratóriumok által vizsgálva) adatainak a feldolgozása, kivételt képez a hídszegélybetonok értékelése, melyet a Győri Minőségvizsgáló Osztály készített.

#### Monolit vasbeton hidak

A monolit vasbeton szerkezeteket az 1970-es években, elsősorban helyszínen telepített, szakaszos üzemi kis gépekkel, Elba 15-ös keverőkkel készített betonból, japánnal, szállítószalaggal, nagyobb hidaknál szivattyúval helyszínen szállítva, merülő

33.7. táblázat. Előregyártással és szabadbetonozással épített hídfelszerkezetek betonjának jellemzői [Vértes M.–Tárcsáky Zs. (2008)]

Sorszám	Tervezett beton	Cement-mennyiség	Adalékanyag	Beton-adalékszer	v/c	Minősítés				Megjegyzés	
						R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>	MSZ 4719:82 szerint		
											[N/mm <sup>2</sup> ]
Helyszíni előregyártással készített feszített tartókból és szabadszereléssel épített hídfelszerkezetek betonjának jellemzői (1972–1985)											
1	B400	Tatabánya 450 kpc	Nyékkládháza 0/5	0,15% Plasztol NK	0,4	114	54,1	5,2	43,8	B 560	Helyszínen gőzölve R <sub>k 20, nom</sub> >42,0 N/mm <sup>2</sup>
	1972	450 kg/m <sup>3</sup>	15/25	15,0%							
2	B 400	Tatabánya	Hegyeshalom	–	0,4	174	51	5,5	38,9	B 500	Helyszínen gőzölve R <sub>k 20, nom</sub> >37,5 N/mm <sup>2</sup>
	Feszítés: 26,0 N/mm <sup>2</sup> 1972	450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	3/10 10/2	35,0% 35,0%							
3	B400	Tatabánya	Adony	–	0,40	118	54	5,2	42,2	B 560	Helyszínen gőzölve R <sub>k 20, nom</sub> >42,0 N/mm <sup>2</sup>
	1973	450 kg/m <sup>3</sup>	15/25	35,0%							
4	B400	Vác	Csepel	0,2% Plasztol NK	0,4	101	45,2	4	37,1	B 450	R <sub>k 20, nom</sub> >34,0 N/mm <sup>2</sup>
	1974	450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	5/15 15/25	40,0% 30,0%							
5	B400	Tatabánya	Adony	–	0,4						
	1975	450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	5/15 15/25	50,0% 15,0%							
							45,8	5,6	34	B 450	R <sub>k 20, nom</sub> >34,0 N/mm <sup>2</sup>
							50,3	6,7	36	B 450	



33.7. táblázat folytatása

Sorszám	Tervezett beton	Cement-mennyiség	Adalékanyag	Beton-adalékszer	v/c	Minősítés				Megjegyzés	
						n	R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>		MSZ 4719:82 szerint
Helyszíni előregyártással készített feszített tartókból és szabadszereléssel épített hídfelszerkezetek betonjának jellemzői (1972–1985)											
6	B400 1976	Vác 450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	Csepel 0/5 5/15 15/25	0,3% Plastol NK	0,40	35	47,4	2,6	41,9	B 500	R <sub>k 20, nom</sub> >37,5 N/mm <sup>2</sup>
7	B400 1978	Vác 450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	Csepel Délegyháza 0/5 5/15 15/25	–	0,42	80	48,8	6,2	35,8	B 450	R <sub>k 20, nom</sub> >34,0 N/mm <sup>2</sup>
8	B400 Feszítés 32,0 N/mm <sup>2</sup> 1978	Tatabánya 450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	Hegyeshalom 0/5 5/15 15/25	0,4% Plastol NK	0,43	270	49,9	5,9	37,6	B 500	R <sub>k 20, nom</sub> >37,5 N/mm <sup>2</sup>
9	B400 1978	Vác 450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	Délegyháza 0/5 5/15 15/25*	2% Plastol NK	0,42	170	46,8	3,3	40,2	B 500	Adalékanyag 0,25 alatt 2% R <sub>k 20, nom</sub> >34,5 N/mm <sup>2</sup>
10	B400 1985	Tatabánya 450 kpc 450 kg/m <sup>3</sup>	Nyék-ládháza 0/24	0,5% Barraplast	0,40	158	47,3	3,8	39,5	B 500	Adalékanyag 0,25 alatt 2%, 0,125 alatt 2% R <sub>k 20, nom</sub> >37,5 N/mm <sup>2</sup>

33.7. táblázat folytatása

Sorszám	Tervezett beton	Cement-mennyiség	Adalékanyag	Beton-adalékszer	v/c	Minősítés				Megjegyzés		
						n	R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>		MSZ 4719:82 szerint	
Helyszíni előregyártással készített feszített tartókból és szabadszereléssel épített hidfelszerkezetek betonjának jellemzői (1972–1985)												
11	B400-24/KK 1979	Perlimoser PZ 375	Észak-pesti Hegyeshalom	0/4 5/15 15/25	42,0% 33,0% 25,0%	1,5% Melment L10 *Kísérlet	0,42	78		roncsolásmentes egyenletességvizsgálat R <sub>m</sub> =44,6 N/mm <sup>2</sup>	Konzisztenciaterület: 40+2 cm Feszítés 48 órás korban, 26,0 N/mm <sup>2</sup> R <sub>k, 20, nom</sub> >34,0 N/mm <sup>2</sup>	
12	B400/B 280 1981	Perlimoser PZ 375 420 kg/m <sup>3</sup>		0/4 3/10 10/20	40,0% 30,0% 30,0%	2% Melment L10	0,42	67	44,8	2,6	39,4	B 500 Feszítés 48 órás korban, 26,0 N/mm <sup>2</sup> R <sub>k, 20, nom</sub> >37,5 N/mm <sup>2</sup>
13	C30-24/KK 1989	Perlimoser PZ 375		0/4 4/12 12/24	35,0% 30,0% 35,0%	2% Melment L10	0,40	85	47	4	38,7	(C 35) <b>Minősítés MSZ 4719-82 szerint</b>
14	C30-24/KK 1992	Beremend 450pc 420 kg/m <sup>3</sup>	Délegyháza	0/4 4/16 16/24	40,0% 30,0% 30,0%	2% Melment L10	0,42	32 33 7	52,6 51,1 54,5	5,2 3,2 2	41,5 44,2 49,7	(C 35) (C 40) (C 40) <b>Minősítés MSZ 4719-82 szerint</b> Feszítés 48 órás korban, 26,0 N/mm <sup>2</sup>

\*Kísérlet Melment L10 1,5, Daracem 1,0 %, Plastol NK3 0,5 %, Barraplast 0,15 %



vibrátorokkal (3000 ford/perc) tömörítve építették. Ezen időszakból a helyszíni előregyártás, szabadbetonozás, illetve szakaszos előretolással épített hídfelszerkezetek betonkeverékeinek adatait mutatják be. A betonokat kísérletek, próbakeverések alapján tervezték.

### **Felszerkezet építése helyszíni előregyártással**

Így építették felüljárók, ártéri hidak felszerkezetének 20,80–30,80 m-es tartóit, és a szabadszereléssel épített felszerkezeteket (33.7. táblázat).

A szabadszereléses hídépítés olyan helyszíni előregyártás, aminek során az előre elkészített állványzaton – kontakt-gyártással – 3–6 m-es hídelemeket készítenek. A megszilárdult elemeket felszítás után a helyszínre szállítva feszítéssel rögzítik a pilléren megépített indítózömhöz.

### **c) Felszerkezet építése szabadbetonozással**

A technológia lényege egy előretolható állványzatnak a pillérré építése, melyen a vas-szerelés elkészítése után a szerkezet betonozása elkészíthető. Amikor a beton a kellő szilárdságot elérte, hozzáfeszíthető a szerkezet az előző elemhez. Az adatokat a 33.7. táblázat tartalmazza.

A szabadbetonozásos technológia bevezetése a betonokkal szemben már megnövelte az elvárásokat. Az igény a korai szilárdság a feszítéshez, egyenletesség a természetes körülmények között szilárduló betonnal szemben. Az ellenőrzés a technológia betartását szigorította:

- az alapanyagokkal szemben szigorodtak a követelmények;
- lényeges szemponttá vált a betongyarak alkalmassága;
- vizsgálatok gyakoriságát előre meg kellett tervezni a minőség biztosítása érdekében. Ekkor vált gyakorlattá a friss beton átvételénél a konzisztencia mixenkénti ellenőrzése, és a nagyfrekvenciás vibrátorok alkalmazása.

### **d) Felszerkezet építése szakaszos előretolással**

A szakaszos előretolásos technológia (33.8. táblázat) napjaink egyik legkorszerűbb hídépítési módszere. A hídfő mögött üzemi körülmények között elkészül egy-egy hídszakasz, majd az elemek összefeszítése után a gyártópadról az elem előretolása következik.

A munkát mindig ugyanazon a helyen végzik, jól szervezhető, téliesíthető.

A technológiák fejlődésével a tervezők egyre nagyobb szilárdsági osztályt terveztek:

- megfelelő receptúra tervezése, szabályozott víz-cement tényező, cementminőség gondos kiválasztása, osztályozott adalékanyag alkalmazása;
- receptúra ellenőrzése próbakeveréssel;
- részletes, megtervezett technológiai utasítás készítése;
- a szerkezet ellenőrzése Mintavételi és Minősítési Terv alapján;
- szigorodtak a belső ellenőrzések.

33.8. táblázat. Szakaszos előretöltéssel épített híd felszerkezetek betonjának jellemzői (1989–2000) [Vértes M. – Tariczky Zs. (2008)]

Sorszám	Tervezett beton	Cement-mennyiség	Adalékanyag			Beton-adalékszer	v/c	Minősítés				Megjegyzés	
								R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>	MSZ 4719:82 szerint		
													[N/mm <sup>2</sup> ]
1	C25-24/ KK 1989	Bélapátfalva 450pc 460 kg/m <sup>3</sup>	Ártánd Nyékládháza	0/4	33,0%	BP <sub>1</sub>	0,43	<b>Betonüzem</b>				Feszítés 22,0 N/mm <sup>2</sup>	
				4/16	40,0%			58,6	4,2	49,4	C 40	Tolás 24,0 N/mm <sup>2</sup>	
				16/24	27,0%			56,5	6,5	42,1	C 35	Betonkeverék 70 km-ről szállítva	
2	C30-24/ KK 1992	Beremend 450pc	Délegyháza	0/4	40,0%	2% Melment L10		24	54,7	5,6	42,6	C 35	Feszítés 25,0 N/mm <sup>2</sup>
			3/10	30,0%	49,6			3,5	41,8	C 35	Tolás C25-44/KK		
			10/20	30,0%									
3	C30-24/ KK 1993	Bélapátfalva 450pc 420 kg/m <sup>3</sup>	Abda	0/8	65,0%	2% Melment L10	0,37	43	53,9	4,2	44,9	C 40	
			8/16	20,0%	<b>roncsolásmentes egyenletességvizsgálat C 40</b>								
			16/24	15,0%									
4	C30-24/ KK 1994	Bélapátfalva 450pc 420 kg/m <sup>3</sup>	Délegyháza	0/4	40,0%	2% Melment L10	0,42	<b>Betonüzem</b>					
			4/16	30,0%	19			52,6	5,6	40,4	C 35		
			16/24	30,0%	20			54,6	3,6	46,6	C 40		
								<b>Betonüzem</b>					
								19	49,1	3,9	40,6	C 35	
								20	54,6	3,6	46,6	C 40	



33.8. táblázat folytatása

Sorszám	Tervezett beton	Cement-mennyiség	Adalékanyag		Beton-adalékszer	v/c	Minősítés				Megjegyzés
							R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>	MSZ 4719:82 szerint	
5	C30-24/ KK 1994	Hejőcsaba 450pc 420 kg/m <sup>3</sup>					<b>Betonüzem</b>				
							47,4	2,0	43,0	C 40	
							30	54,46	5,3	43,15	C 40
6	C30-32/ KK 1995	Hejőcsaba 450pc 420 kg/m <sup>3</sup>	0/4	35,0%	2% Melment L10			47,4	2,0	43,0	C 40
			4/8	20,0%				54,46	5,3	43,15	C 40
			8/16	30,0%				52,8	3,4	45,5	C 40
7	C35-24/ KK 1999	Hejőcsaba 450pc 420 kg/m <sup>3</sup>	0/4	38%	1% Melment 4004			47,4	2,0	43,0	C 40
			0/2	10%				54,46	5,3	43,15	C 40
			4/16	28%				52,8	3,4	45,5	C 40
			16/24	24%							
			Rum								
			Abda								
			Transzkavics								
						0,36					
							151	52,3	3,8	44,3	C 40

33.9. táblázat. A 2000 előtti hídszegélybetonok értékelése az ÚT 2.2.203 előírásai szerint (1993–1998) [Vétes M.–Tariczky Zs. (2008)]

Tervezett beton	Cement 450 pc, mennyiség [kg/m <sup>3</sup> ]	Finomrésztartalom = adalékanyag + cement		v/c	Víztartalom [térf%]	Habarcstartalom [térf%]	Pézübllet [dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	Levegőtartalom [térf%]		Nyomószilárdság fagyaszítás után [N/mm <sup>2</sup> ]			Megjegyzés
		0,25 mm alatt [m%]	0,25 mm keverékben [kg/m <sup>3</sup> ]					Friss beton légbuborékképző nélkül	Számlított 28 napos korban	Vízben tárolva	50 fagyaszítás után	Szilárdság-csökkenés	
Követelmény (d <sub>max</sub> =16mm)			385-435	0,35-0,45	max. 190	31-33	40-70	max 4				max. 25%	
C20-24/ KK-f50-vz2	S 54-350 pc! 345	21	740	0,52	179	44,1	72,5	0	12,8	39,7	14,8	63	Felszakítás 1,16 N/mm <sup>2</sup>
	355	4	427	0,46	163	31	54,4	4,3	11,5	43,4	40,8	6	Melment L10
	400	9	566	0,44	176	37,2	79,9	0,4	12	48,3	47,2	2	Melment L10
	400	3,6	464	0,47	188	34	103,3	0,5	13,5	58,3	58,9	0	Melment L10
	345	3,6	414	0,40	138	27,5	41,3	2,9	11,7	43,5	41,2	5,3	Melment L10
	330	9,4	507	0,45	149	32,1	49,3	3,1	13	32,2	31	3,8	
	320	1,3	345	0,45	144	25,8	48,2	2,3	12,2	44,8	43,9	2	Melment L10
	380	4,8	467	0,43	163	32,4	71,5	2,1	13,3	50,5	47,5	6	Melment L10



### e) Hídsegélyek

A 33.9. táblázat adatai olyan betonkeverékekre vonatkoznak, melyeknek összetételét a Győri Minőségvizsgáló Osztály kontrollvizsgáló tevékenysége során elfogadta, figyelemmel az adalékanyag-frakciók vizsgálati eredményeire.

A felsorolt keverékek – melyeket légpórusképző nélkül készítettek – egy kivételével fagyállóknak bizonyultak. A 0,52 víz-cement tényezőjű keveréket  $345 \text{ kg/m}^3$  S54-35 jelű szulfátálló cementtel készítették (amelynek a legrosszabb a kloridion-megkötő képessége), a péptöbblete  $72,5 \text{ l/m}^3$  volt, az adalékanyag 0,25 mm alatti része 21 m%. A nagy habarccstartalom a 3%-os sós vízben fagyasztás során lehámolt a próbatestektől.

A többi összetételt kis v/c tényező, 11,5–13,5 térfogat% közötti számított porozitási érték jellemezte. Ebben az időszakban külön előírásoknak nem kellett megfelelniük a hídsegélybetonoknak.

### f) A bemutatott időszak összefoglalása

A betontechnológia óriási változáson ment keresztül.

A monolit szerkezeteket kezdetben osztályozatlan adalékanyagból, többnyire betonadalékszer nélkül, az akkori C500–C600 jelű cement felhasználásával készítették.

A KPM Sz H1/1 *Közúti híd szabályzat vasbeton szerkezetre* minimális betonminőségként B140 szilárdságot írt elő, ez vonatkozott a hídsegélyekre is.

Alépitmény esetén a minimális cementadagolás  $250 \text{ kg/m}^3$  C600-as jelű cement volt az előírás. Ebből az időszakból vizsgálati eredményük nincs. Néhány jegyzőkönyv tanúsága szerint a próbatest készítése, tárolása, a vizsgálati időpont betartása volt a fő nehézség.

Egyébként a hídépítések kivitelezését 1962-től az Építőipari Kivitelezési Szabályzat fekete-sárga füzetei, 1971-től a szürke ÉKSZ kötetei, 1981-től az ágazati szabványok, 1994-től az útügyi műszaki előírások szabályozták. A betonkeverék összetételének tervezésére, a minőség-ellenőrzésre az ME(MI)-19; ME-04-19 műszaki előírások (1963) vannak.

### 33.1.4.3. Fordulat a hídépítés betontechnológiájában

[Vértes–Tariczky (2008)]

2001 után a tervezés és a beton-előállítás szabályozásában is alapvető változások következtek be a tartósság érdekében. Az ÚT 2-2.203:2000 Útügyi Műszaki Előírás már megfogalmazta a tartós beton összetételét, tulajdonságait.

Előírta a minimális betonosztályokat, a víz-cement tényezőt a cementtartalom függvényében, a fagyállóságot a finomrész tartalom és a víztartalom függvényében, a vízzáróságot a pórustartalom függvényében.

A változás jelentős a követelményekben, a betonok tervezésében.



## a) Alapanyagok

A beton **adalékanyagának** az osztályozása rendszeressé vált. Egyre kevesebb osztályozatlan beton-adalékanyagot használt az építőipar. Az előállított alapanyagot azonban nem vizsgálta.

Szükségből a transzportbetonüzemek vizsgálták az adalékanyag szemmegoszlását, agyag-iszap tartalmát. A vizsgálatok értékelése azonban elmaradt, pedig szükséges lenne az egyenletesség érdekében. Továbbá a tartósságot befolyásoló alkáliérzékenységnek, az agyag-iszap tartalom ásványi összetételének, valamint a lisztfi-nomságú szemek mennyiségének az ismerete és figyelemmel kísérése is fontos.

A hiányosan elvégzett vizsgálatok alapján is látszik, hogy a beton-adalékanyagok minősége ingadozó.

A **cementek** minősége rövid időtartamot értékelve viszonylag egyenletes, bár a felhasználó betonüzemek nem ellenőrizték a gyári adatok azonosságát. A környezeti feltételek változása azonban a cementgyártást is befolyásolta. A nyersanyagok hozzáférése nehezedett. Előtérbe kerültek a kisebb klinkertartalmú heterogén cementek, melyek lassabban szilárdultak, hosszabb utókezelést igényeltek.

Eddig a hidak felszerkezetének építéséhez csak a CEM I 42,5 tiszta portlandcementet engedték meg, mivel a trikalcium-aluminát és tetraalkalcium-aluminát-ferrit köti meg a kloridionokat. Az újabb kutatások ezt a tényt megdönteni látszanak. Sok az új összetételű cement, azonban nincs meggyőződé a szakma a termékek megbízhatóságáról, tartósságáról, a betonadalékszerekkel való összeférhetőségéről.

A betonkeverékek készítéséhez általában ivóvíz minőségű vizet használunk. Környezetvédelmi okokból napjainkban elterjedt a „mosóvíz” használata is. Az új MSZ EN 1008:2003 *Keverővíz betonhoz* c. szabvány szigorúan szabályozta az alkalmazhatóságot, de a gyakorlatban vizsgálat nélkül használja az ipar.

**Kiegészítő anyagok.** A mészkőliszt, szilikapor, pernye minőségéről, egyenletességéről sok információjuk nincsen. Alkalmazásuk hídépítési betonoknál nem megengedett, azonban elő-előfordul a finomszem is adalékanyag pótlására.

**Betonadalékszerek** használata ma már rendszeres. Régebbi gyakorlat szerint egy-egy üzem egy-egy gyártó termékét használta, megismerve a cementekkel való összeférhetőségét, a betonban való viselkedését, így hatékonyan tudta a kívánt jellemzőket befolyásolni. Jelenleg szinte naponta jelennek meg újabb és újabb betonadalékszerek, melyeknek van CE-jelzete, műszaki és biztonsági adatlapja. Felhasználásuk során azonban rendre újabb és újabb próbálkozások kezdődnek – részletes hazai adatok hiányában – különféle cementekkel, több-kevesebb sikerrel. Ez vonatkozik főleg a IV. generációs szuperfolyósítókra, melyek különösen érzékenyek a keverővíz mennyiségének változására, és a különböző cementfajtákkal különbözőképpen férnek össze.



## b) Transzportbeton gyártása

Az MSZ 4798-1:2004 részletes előírást tartalmaz a gyártás személyi, tárgyi feltételeire, a gyártásközi ellenőrzésre. Jelenleg az előírás alkalmazása, annak ellenőrzése hiányzik, bár egyre többen terveznek Eurocode 2 alapján.

A hazai beton-előállítók felkészültsége, eszköze változó:

- A hídbetonok esetén előírás a számítógép vezérlésű, minden technológiai lépés dokumentálására alkalmas keverőgép. Ez azonban nem elegendő, ha az üzem nem használja, és nem rendelkezik hatásos, technológiára visszaható gyártásellenőrzéssel.
- A próbakeverés laboratóriumban, illetve üzemi körülmények között sokszor elmarad.
- A felhasználásra kerülő adalékanyag víztartalmának mérése a betonok keverésekor nem megbízható.
- A betonüzemek – főleg gazdasági okokból – menet közben a különböző cementfajtákat keverik, így a próbakeveréssel meghatározott beton tulajdonságait megváltoztatják.
- Esetenként a cementhiány miatt az azonos típusú cementeket – próbakeverés nélkül is – helyettesítik. A cementek nem csereszabatosak!
- Az alapanyagok mérlegelése pontatlan, hiába kalibráltak a mérlegek. A mérlegelés pontossága az utánhullás miatt erősen függ az adalékanyag nedvességtartalmától, szemnagyságától, a cement-szemösszetételtől.
- A mérlegelés pontatlanságát legjobban a próbakeverés mutatja. A próbakeverés mennyiségét a vizsgálatok mennyisége, az eltarthatósági vizsgálat határozza meg. Ha egy keveréshez elegendő 2 m<sup>3</sup>-nyi beton, ezt egy nagyobb teljesítményű üzem egy keverésből adja ki. Így előfordul, hogy a megkevert beton összetétele nem is hasonlít a tervezetthez.
- A kapacitás kihasználása érdekében az üzemek a keverési időt csökkentik. Nem veszik figyelembe, hogy egyre több olyan betonadalékszer van, mely hosszú keverési időt igényel!
- Régebben téli időjárás esetén igényes szerkezetet csak igen gondos technológia biztosításával lehetett készíteni. Napjainkban a folyamatos munkavégzés a gyakorlat.

A meleg betonkeverék kiadásához a fűtőberendezések esetenként alulméretezettek. A helyszínre érkező betonkeverék legalább +10 °C-os legyen, hogy a bedolgozott betonkeverék több mint +5 °C-os hőmérséklete biztosítsa a cement kötésének megindulását.

### 33.1.4.4. Kivitelezett szerkezetek betonjai

Nagyobb hidaknál ma már az ÚT 2-2.203 és az ÚT 2-3.414 alapján megtervezik a beton összetételét és tulajdonságait, próbakeveréssel együtt.

A kisebb hidaknál a legközelebbi üzemből beszerezhető, legolcsóbb keveréket építik be.

A 33.10. táblázat különböző munkahelyeken beépített monolitbetonok tulajdonságait mutatja be.

A 33.11. táblázat előre gyártott hídgerendás és egyéb vasbeton hidak helyszíni monolitbetonjainak összetételét és tulajdonságait értékeli az ÚT 2-3.414 és az ÚT 2-2.203 figyelembevételével. Az utóbbi keverékek összetételét a Győri MVO ellenőrizte és elfogadta. A megszilárdult betonból készítették a próbatesteket bizonyíthatóan ebből a keverékből.

A C35 és C30 nyomószilárdsági osztályba tartozó betonokat általában szerkezeti gerendákhoz és kiemelt szegélyekhez használták fel. A C30 és C25 betonminőséget pályalemezekhez és felmenő szerkezetekhez, míg a C20 minőséget alaptestekhez, cölöpösszefogó gerendákhoz, kiegyenlítő lemezekhez alkalmazták.

Ezeket a betonokat a következő jellemzi:

Nagyobb nyomószilárdsági osztály a 2001 előtti szegélybetonokhoz képest.

Kisebb víz-cement tényező.

Megnövelt cementadagolás.

A nyomószilárdság átlagértéke a vizsgált betonok 50%-ánál kisebb volt.

A betonkeverék nagy finomrésztartalma nyomószilárdság-csökkenést okozott.

Megfelelő 2 db fagyállóság-vizsgálat eredménye.

Megfelelt 7 db vízzáróság-vizsgálat, melyet a péptöbblet (21–66 térfogat%) és a számított 28 napos porozitás (10–11 térfogat%) biztosított.

A 33.12. táblázatban negyedik generációs beton-adalékszerrel készített C30-24/KK-vz4-f50 jelű keverékek adatait mutatják be, melyeket különböző munkahelyeken használtak fel. A keverékek szórása változó, egyedi nyomószilárdság eredményei 59,16–78,69 N/mm<sup>2</sup>, C45–C55 szilárdsági osztályokhoz. Hasonló a C40/50-24/K keverék egyedi nyomószilárdsági eredményeinek változása is, mely 66,3–80,0 N/mm<sup>2</sup>.

A minimálisan alkalmazandó betonosztályokat a környezeti osztályok függvényében a 33.13. táblázat mutatja.



33.10. táblázat. Monolit betonok tulajdonságai [Vértes M.-Tariczky Zs. (2008)]

Sorszám	Tervezett betonminőség	Cement minősége, mennyisége	v/c	Betonadalékszer %	Minősítés			Vízáróság vz4	Fagyállóság f50			
					R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>					
					N/mm <sup>2</sup>			Vizsgálati eredmények terjedelme, mm	Nyomószilárdság-csökkenés % (<25%)	Tömegvesztesség %, (<5%)		
1.	C16-32/KK támfal	280 kg/m <sup>3</sup> CEM II A-V 32,5		2% Melment L10	35,1	6,6	24,5				C16	n=7 vizsgálat, 20-36
2.	C20-32/KK-f50-vz4, felmenő	280 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,45	0,8% Sikament-10 HRB	46,3	5,2	35,1	C30	-	n=10 vizsgálat	2,9-8	0
3.	C20-32/KK támfal, alaplemez	300 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,52	0,5 BV3	40,3	5,4	29,3	C25	-	-	-	-
4.	C20-24/KK-f50-vz4	300 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5			50,8	8,9	31,7	C25	n=3 vizsgálat, 15-27	n=6 vizsgálat	2,5-9,3	0-0,4
5.	C25-24/KK-f50-vz4	340 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,47		44,0	3,3	37,2	C30	n=16 vizsgálat, 12-38	n=11 vizsgálat	1,3-8,6	0,06
6.	C25-24/KK-f50-vz4 felmenő, hídfő, szerk. gerenda	380 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,40	Melment 4004 1%	44,0	2,2	39,5	C25	megfelelt	megfelelt	megfelelt	megfelelt
7.	C25-32/KK-f50-vz4, pályalemez	320 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,45	0,8% Sikament-10 HRB	43,7	4,5	33,8	C30	n=5 vizsgálat, 24-39	-	-	-
8.	C30-24/KK-f50-vz4, pályalemez	360 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,40	Stabiment FM6	56,8	4,5	46,3	C40	n=16 vizsgálat, 18-36	n=11 vizsgálat	0-11,4	0
9.	C30-16/KK-f50-vz4	360 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,34		51,2	5,0	40,4	C35	n=5 vizsgálat, 12-27	n=6 vizsgálat	0,7-2,5	0-0,2
10.	C35-16/KK-f50-vz4 pályalemez	430 kg/m <sup>3</sup> CEM I-42,5	0,42		46,1	2,25	41,5	C35	n=3 vizsgálat, 11-19	n=3 vizsgálat	1,7-4,4	0-0,2

33.11. táblázat. Monolit betonok értékelése ÚT 2-2.203 előírásai szerint

Tervezett beton	Cement mennyiség [kg/m <sup>3</sup> ] 450 pc,	Finomrésztartalom = adalékanyag + cement		v/c	Viztartalom [térf%]	Habarcstartalom [térf%]	Péppöbllet [dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	Levegőtartalom [térf%]		Nyomószilárdság fagyasztaás után [N/mm <sup>2</sup> ]	Vizbehatalás [mm]	Nyomószilárdság [N/mm <sup>2</sup> ] R <sub>m</sub> /R <sub>k</sub> /db
		0,25 mm alatt [m%]	0,25 mm keverékben [kg/m <sup>3</sup> ]					Friss beton légbuborékképző nélkül	Számított 28 napos korban			
<b>Követelmény (d<sub>max</sub>=16mm)</b>			<b>425-475</b>	<b>0,35-0,45</b>	<b>max. 190</b>	<b>33-35</b>	<b>40-70</b>	<b>max 4-4,5</b>			<b>max. 40</b>	
C35-15/ KK-f50-vz4	370	11,8	594	0,42	150 <sup>4</sup>	35,6	45,5	0,9	10,7	-	17-18	52,6/47,3/3
C30-16/ KK-f50-vz4	370	11,8	594	0,42	150 <sup>4</sup>	35,6	45,5	0,9	10,7	-	-	58,3/53,0/5
	362	8,4	522	0,39	142 <sup>2</sup>	32,2	46,1	1,9	11,1	-	-	45,6/38,3/6
	370	4	446	0,40	148 <sup>1</sup>	29,9	48,7	0,9	10,7	-	-	63,9/53,0/5
C25-16/ KK-f50-vz4	370	4	446	0,40	148 <sup>1</sup>	29,9	48,7	0,9	10,7	-	-	53,8/42,0/5
	350	8,4	501	0,40	140 <sup>2</sup>	31,6	40,2	2,5	11,7	-	-	55,6/49,7/5 <sup>x</sup>
	342	11	555	0,42	144 <sup>6</sup>	33,9	42,8	0,9	10,5	-	-	48,3/43,4/5
C20-16/ KK-f50-vz4	315	11	533	0,42	142 <sup>6</sup>	31,5	21,0	1,3	10,1	-	16-23	41,3/35,2/5
<b>Követelmény (d<sub>max</sub>=24mm)</b>			<b>385-435</b>	<b>0,35-0,45</b>	<b>max. 190</b>	<b>31-33</b>	<b>40-70</b>	<b>max. 4</b>			<b>max. 40</b>	
	370	5,0	464	0,42	155 <sup>5</sup>	31,1	66,6	1,1	11,2	-	-	63,0/57,5/5/5
C35-24/ KK-f50-vz4	370	11,4	585	0,42	155 <sup>5</sup>	31,1	66,6	1,1	11,2	-	-	67,4/56,4/5
	360	10,5	560	0,40	145 <sup>5</sup>	33,8	53,4	1,8	11,1	-	-	57,6/51,0/5
	360	10,5	560	0,40	145 <sup>5</sup>	33,8	53,4	1,8	11,1	-	-	47,1/40,4/5



33.11. táblázat folytatása

Tervezett beton	Cement mennyiség [kg/m <sup>3</sup> ]	Finomrésztartalom = adalékanyag + cement		v/c	Víztartalom [térf%]	Habarcstartalom [térf%]	Pépbőlet [dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	Levegőtartalom [térf%]		Nyomószilárdság fagyaszítás után [N/mm <sup>2</sup> ]	Vízbehatolás [mm]	Nyomószilárdság [N/mm <sup>2</sup> ] R <sub>m</sub> /R <sub>k</sub> /d <sub>b</sub>
		0,25 mm alatt [m%]	0,25 mm keverékben [kg/m <sup>3</sup> ]					Friss beton légbuborékképződés nélkül	Számított 28 napos korban			
C30-24/ KK-f50-vz4	370	4,0	446	0,40	148 <sup>1</sup>	29,9	66,0	0,9	10,7	45,1	14-16	-
	370	4,0	446	0,40	148 <sup>1</sup>	29,9	66,0	0,9	10,7	45,9	-	-
	350	8,1	507	0,40	140 <sup>1</sup>	31,8	52,4	0,8	10,2	-	14-18	60,3/-2
	370	4,0	446	0,40	148 <sup>1</sup>	29,9	66,0	0,9	10,7	-	17-22	51,1/-2
	370	4,0	446	0,40	148 <sup>1</sup>	29,9	66,0	0,9	10,7	-	-	54,2/45,1/5
	360	7,0	493	0,41	148 <sup>2</sup>	31,9	63,6	1,0	11,0	-	-	54,9/50,0/6
	360	7,0	493	0,41	148 <sup>2</sup>	31,9	63,6	1,0	11,0	-	-	51,3/44,3/6
	340	3,6	409	0,40	136 <sup>3</sup>	27,5	42,0	2,3	11,4	-	-	73,5/63,3/6
C25-24/ KK-f50-vz4	340	3,6	409	0,40	136 <sup>3</sup>	27,5	42,0	2,3	11,4	-	-	68,6/56,3/4
	340	10,5	543	0,40	142 <sup>4</sup>	33,0	44,0	1,4	10,8	-	-	43,0/38,2/5
	370	5,0	464	0,42	155 <sup>5</sup>	31,1	66,6	1,1	11,2	-	21-35	66,3/55,7/5
	370	5,0	464	0,42	155 <sup>5</sup>	31,1	66,6	1,1	11,2	-	10,25	-
Követelmény (d <sub>max</sub> =32mm)	360	4,0	437	0,41	144	29,3	59,1	0,9	10,4	-	-	46,1/32,1/4
			350-400	0,35-0,45	max. 190	29-30	40-70	max. 3,5			max. 40	
C25-32/ KK-f50-vz4	340	4,2	423	0,40	1363	28,0	51,4	0,4	9,3	-	-	53,4/48,3/5

33.11. táblázat folytatása

Tervezett beton	Cement mennyiség [kg/m <sup>3</sup> ] 450 pc.	Finomrésztartalom = adalékanyag + cement		v/c	Víztartalom [térf%]	Habarcstartalom [térf%]	Pépítőblec [dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	Levegőtartalom [térf%]		Nyomószilárdság fagyasztás után [N/mm <sup>2</sup> ]			Vízbehatolás [mm]	Nyomószilárdság [N/mm <sup>2</sup> ] R <sub>m</sub> /R <sub>k</sub> /db
		0,25 mm alatt [m%]	keverékben [kg/m <sup>3</sup> ]					Friss beton légbuborékképző nélkül	Számított 28 napos korban	Vízben tárolva	50 fagyasztás után	Szilárdság-csökkenés		
C20-32/K-vz4	320	3,0	380	0,40	1281	25,7	42,2	0,9	9,4	-	-	-	-	49,5/37,6/5
C20-32/KK	320	10,5	524	0,45	142	32,1	39,1	2,2	11,6	-	-	-	-	36,5/31,8/5 <sup>x</sup>
	291	8,3	451	0,50	150	30,3	47,6	2,6	13,3	-	-	-	-	45,3/36,5/5 <sup>x</sup>



33.12. táblázat. Negyedik generációs betonadalékszerekkel készített betonok [Vértes M.–Tarticzky Zs. (2008)]

Sorszám	Tervezett beton-minőség	Cement minősége, mennyisége	Adalékanyag összetétele, származása	v/c	Beton-adalék-szer	Minősítés				Vízáróság vz4	Fagyállóság f50	
						R <sub>m</sub>	s	R <sub>k</sub>	Minősítés		Nyomó-szilárdság-csökkenés % (<25%)	Tömeg-vesztés % (<5%)
						n	N/mm <sup>2</sup>			Max. vízbehatolás terjedelme mm	n=10 vizsgálat terjedelme	
1.			0,4 40% Kiskunlac-háza			5	66,55	2,00	61,9	C55		
2.			4/8 15% 8/16 32%			10	67,70	5,35	54,5	C45		
3.			Lesencetomaj			37	71,18	4,21	61,2	C55	0,06–0,12	0,65–3,71
4.			16/24 13% Ócsa			14	69,69	4,87	57,8	C50	n=4 vizsgálat terjedelme	
5.	C30–24KK-vz4-f50	DDCM Beremend CEM I 42,5 370 kg/m <sup>3</sup>		0,42	0,8% Dynamon SR3	11	68,07	3,62	63,1	C55	0,06–0,11	1,94–7,10
			Finomrész-tartalom 0,25 5,5%			30	67,89	5,35	54,9	C45	n=1 vizsgálat	
6.			Délegyháza	0,38	1,1% Dynamon SR3	Keverékek egyedi eredményeinek terjedelme 59,16–78,69 N/mm <sup>2</sup>					0,08	3,02
7.	C40/50-24K	DDCM Vác CEM I 42,5 420 kg/m <sup>3</sup>				27	73,95	4,46	64,0	C55		
						Keverékek egyedi eredményeinek terjedelme 66,3–80 N/mm <sup>2</sup>						

**33.13. táblázat.** Minimálisan alkalmazandó betonosztályok a környezeti osztályok függvényében (Javaslat közúti műtárgy betonokra)  
[Vértes M.–Tariczky Zs. (2008)]

Szerkezet	Betonosztályok hibbetonok esetén	Betonacélok minimális betontakarása (1., 2.)	Egyéb minimális követelmények az MSZ 4798-1:2004-től eltérően (3.)	Megjegyzés  (tájékoztató környezeti osztály)
Fúrt cölöp	<b>C20/25</b> <b>C30/37</b>	60 mm, 75 mm, ha a cölöp béléscső nélkül készül,	Min. cementtartalom az MSZ EN 1535:2000-től eltérően: száraz térbén $\geq 380 \text{ kg/m}^3$ , konzisztencia $\leq 180$ roskadás víz alatt $\geq 400 \text{ kg/m}^3$ $\geq 180$ roskadás, v/c max. = 0,55	
	Agresszivitás mértékétől függően <b>C30/37</b> <b>C35/45</b>	víz alatt, vagy agresszív környezetben, ha az armatúrát betonozás után helyezik el	CEM I vagy CEM II MSZ 4737-1:S, MS jelű, Min. cementtartalom $320 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,50 $360 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,45	
Föld alatti szerkezetek: alaptestek, kiegyenlítő lemezek, keretszerkezetek, boltozott hidak, átérsek	<b>C25/30</b> <b>C30/37</b>	<b>60 mm</b>	Min. cementtartalom $300 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,50 $320 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,50 min. péptöbblet $30l/m^3$	<b>Víznyomásnak kitett szerkezet</b> XV2(H) XV3(H)
	Agresszivitás mértékétől függően <b>C30/37</b> <b>C35/45</b>		MSZ 4737-1:S, MS jelű cement Min. cementtartalom $320 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,50 $360 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,45	
Föld feletti szerkezetek, felmenő falak, oszlopok, szárnyfalak, támfalak	<b>C35/45</b>	<b>50 mm</b>	Min. cementtartalom $360 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,45 levegőtartalom 4 térf%	
Vasbeton szerkezeti gerendák, hídszegélyek	<b>C35/45</b> <b>C40/50</b>	<b>50 mm</b>	Min. cementtartalom $360 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,45 $380 \text{ kg/m}^3$ , v/c max. = 0,40 levegőtartalom 4 térf%	<b>Fagyas-olvadás okozta korrózió</b> XF2 vagy XF2 (H) (BV-MI) (4.) <b>Klorid okozta korrózió</b> XD3



### 33.13. táblázat folytatása

Szerkezet	Betonosztályok hidbetonok esetén	Betonacélok minimális betontakarása (1., 2.)	Egyéb minimális követelmények az MSZ 4798-1:2004-től eltérően (3.)	Megjegyzés  (tájékoztató környezeti osztály)
Pályalemezek, feszített vasbeton szerkezetek (szigetelve) üzemben előre gyártott hídgerendák (ÉME szerint)	<b>C35/45</b> <b>C40/50</b>	<b>50 mm</b>	Min. cementtartalom 360 kg/m <sup>3</sup> , v/c max. = 0,45 380 kg/m <sup>3</sup> , v/c max. = 0,40 levegőtartalom 4 térf%	
Lépcső, folyóka, rézsíburkolat (cserélhető elemek)	<b>C30/37</b>	<b>40 mm</b>	Min. cementtartalom 340 kg/m <sup>3</sup> , v/c max. = 0,40 levegőtartalom 4 térf%	Fagyás-olvadás okozta korrózió XF2 Klorid okozta korrózió XDI

Megjegyzés: 1. ÚT 2-3.414 szerint – 50 mm a betonfedésnél – a kengyeleken kívül elhelyezett, 100×100 mm kiosztású, 6 mm átmérőjű hegesztett hálós kérégyvasalást el kell helyezni.

2. Ha a környezeti osztály két osztállyal magasabb, mint az igénybevételekből számított betonosztály, az engedmény 5 mm.

3. A nyomószilárdság átlagértéke legalább 8 N/mm<sup>2</sup>-rel haladja meg a vegyes tárolású próbatestekre előírt  $f_{ck}$  értékét.

4. Légpórusképző nélkül.

## 33.2. Beton és vasbeton vasúti hidak

### 33.2.1. A vasúti hídépítés története 1905–1985 között

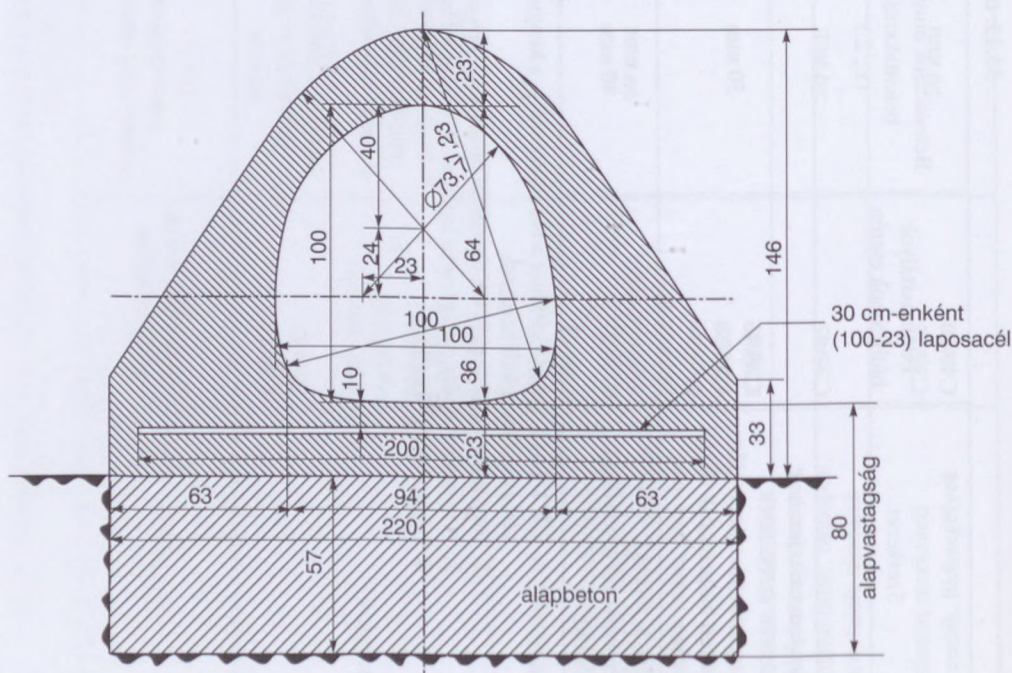
[Nemeskéri Kiss G. (2005)]

1905-ben helyezték forgalomba a MÁV első vasbeton hídját. 100 év múlva *Nemeskéri-Kiss* (2005) megírta a vasúti hidak építésének történetét 1905–1985-ig. Az 1985 és 2005 közötti történet *Kiss Józsefné* tollából származik. Ezeket a cikkeket használtuk fel e fejezet megírásához.

#### 33.2.1.1. A betoncsőátereszek, boltozatok és hidak

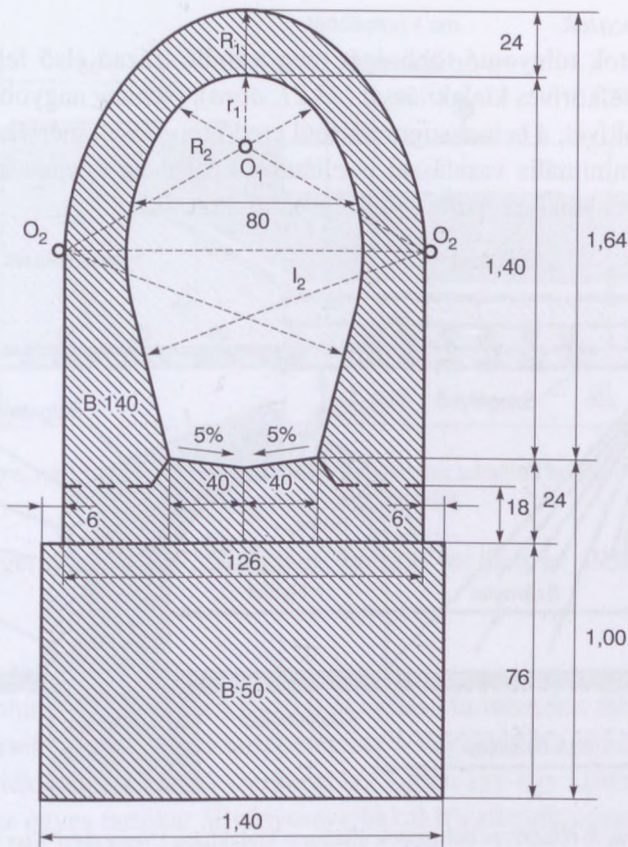
##### a) A betoncsőátereszek

Betonátereszeket az 1800-as évek végén – 0,6 és 1,0 m-es nyílással – még csak ritkán építettek. Az első mintaterveket az ilyen csőátereszekre 1894-ben adták ki.



33.19. ábra. Az 1908. évi mintaterv szerinti betoncsőáteresz [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]





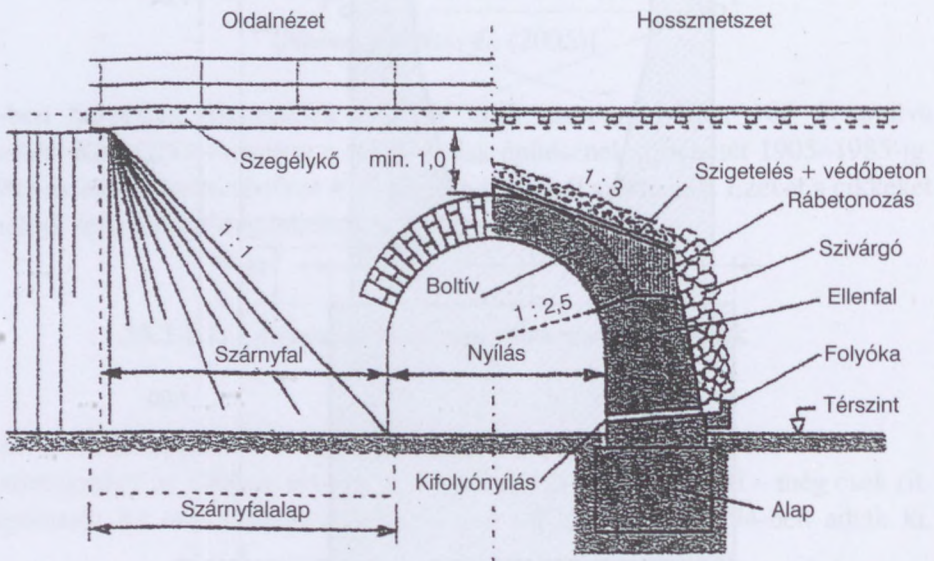
**33.20. ábra.** Az 1956. évi mintaterv szerinti magasított szelvényű betoncsőáteresz  
[Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

Újabb mintaterveket, úgynevezett *békaszáj* szelvényű – 0,6-től 2,0 m-es nyílásig – 1908-ban dolgoztak ki. Ezeket az átereszeket *kifogástalan hordképességű* altalaj esetén – alaptest nélkül – közvetlenül a talajra fektették. Az 1,0 m és az ennél nagyobb nyílású átereszeknél a csőtest alsó részében – a húzó igénybevételek felvételére – úgynevezett *kötővasakat* építettek be, egymástól 0,4–0,5 m-re (33.19. ábra).

Később a betoncsőátereszeket mindig betonalaptesttel építették és elhagyták a kötővasakat. Utoljára 1956-ban dolgoztak ki mintaterveket a betoncsőátereszekre. Ekkor vezették be a *békaszáj szelvényű* mellett az úgynevezett *magasított szelvényű átereszt*, amely fenntarthatóság szempontjából volt előnyös (33.20. ábra). Az 1970-es évektől kezdődően betoncsőátereszeket, melyeket csak helyszíni betonozással lehetett építeni, már egyáltalán nem építettek, teljesen kiszorította az előre gyártott vasbeton cső- vagy keretelemekből készített áteresz.

### b) A betonboltozatok

A betonboltozatok túlnyomó többségét még a múlt század első felében építették, leggyakrabban félköríves kialakítással (33.21. ábra). Néhány nagyobb nyílású beton boltozott híd boltívét, a betonzugorodásból eredő repedések mértékének korlátozása érdekében, minimális vasalással is ellátták. Ezeket az úgynevezett *vasaltbeton szerkezeteket* azonban *beton áthidalásokként* méretezték.



33.21. ábra. A félköríves boltozatok általános kialakítása [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

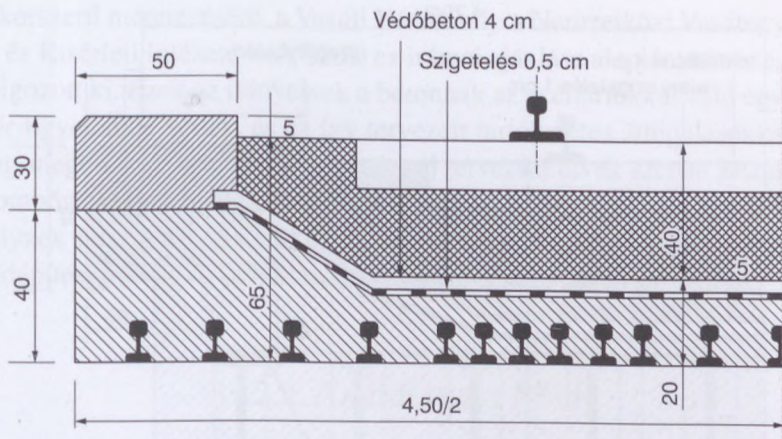
### c) A beton teknőhidak

A MÁV vonalain az első teknőhidakat az 1900-as évek legelején építették. Spitzer Ignác MÁV főmérnöknek *A felépítményi kavicságyynak vasúti hidakon való átvezetése* tárgyú, 1904. évi összeállítása volt tulajdonképpen az első MÁV mintatervgyűjtemény a hidakra. Az e tervek szerinti sín- és tartóbetétes teknőhidaknál – a tervezési feltételezések szerint – a betonnak csak kitöltő szerepe van, a teherviselést kizárólag a bebetonozott sínek, illetve tartók biztosítják.

### A sínbetétes teknőhidak

Az 1904. évi terv csak az 1,0 m nyílású sínbetétes áthidalásra vonatkozott. Az áthidalásban a síneket a pályasín alatt szorosan egymás mellé helyezték. A sántalpak alatt nem volt betontakarás. Az áthidaló szerkezetet szigeteléssel és védőbetonnal látták el (33.22. ábra). A későbbi évek folyamán az ilyen hidak mintatervét többször is átdolgozták, amit elsősorban a méretezésüknél figyelembe veendő, egyre növekvő terhelések tettek szükségessé. Az 1953-ban utoljára hatályba lépett ilyen mintaterv szerint a sínbetétes áthidalások legnagyobb nyílásmérete már 3,0 m volt. E hidaknál a sínek elosztása egyenletesen megoszló volt és a sántalpak alatt



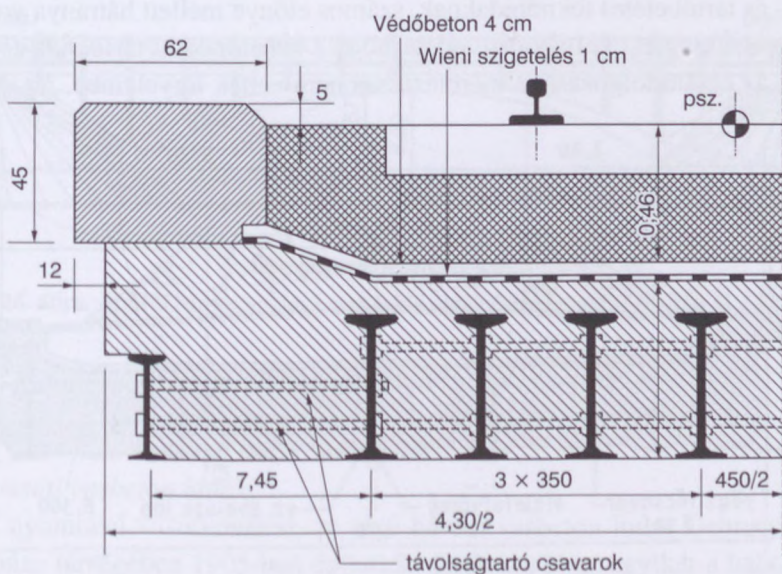


33.22 ábra. Az 1904. évi mintaterv szerinti tartóbetétes teknőhíd áthidaló szerkezete [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

beton fedőréteget alkalmaztak. Sínbetétes hidakat utoljára az 1950-es évek végén építettek.

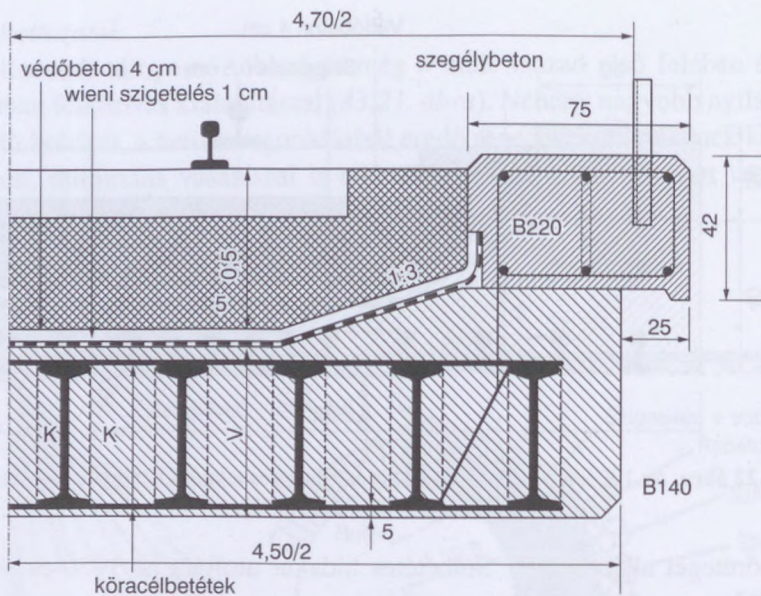
### A tartóbetétes teknőhidak

Az 1904. évi mintatervek szerint 1,0–10,0 m nyílású tartóbetétes áthidalások voltak. A hengerelt tartókból kialakított tartóbetéteket a vágány két sínszála alatt két csoportban helyezték el. Az áthidaló szerkezet két szélén egy-egy kisebb szelvényű tartót építettek. Az egyes tartókat állványcsavarokkal rögzítették egymáshoz. A tartók



33.23. ábra. Az 1904. évi mintaterv szerinti tartóbetétes teknőhíd áthidaló szerkezete [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

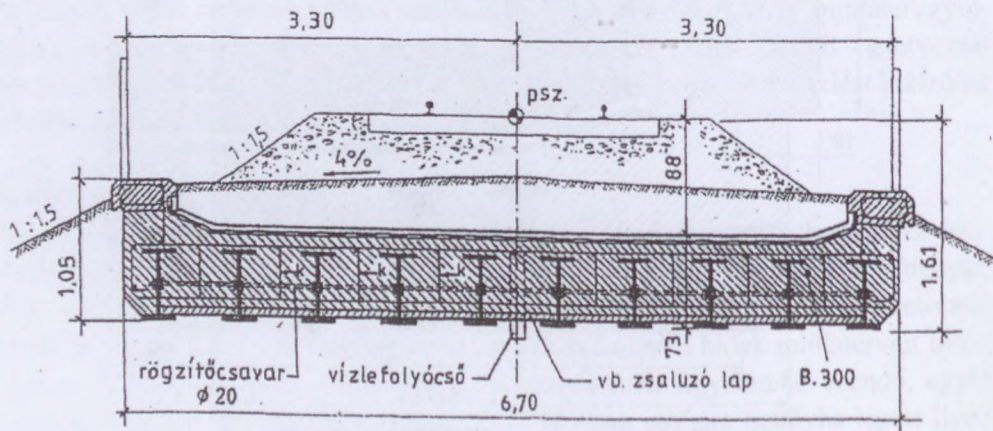




33.24. ábra. Az 1953. évi mintaterv szerinti tartóbetétes teknőhíd áthidaló szerkezete [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

talpa alatt nem volt betonfedés (33.23. ábra). E hidak mintatervait – a sínbetétesekkel azonos években – szintén átdolgozták és korszerűsítették. Utoljára 1953-ban dolgozták ki e hidak mintatervait, már 12,0 m-es legnagyobb nyílással. A keresztirányban egyenletesen elosztott hengereltartók talpa alatt betonfedést alkalmaztak (33.24. ábra).

A sín- és tartóbetétes teknőhidaknak, számos előnye mellett hátránya volt a nagy acéltanyag-szükséglet, ami abból adódott, hogy a bebetonozott tartóknak és a kitöltő betonnak az együttlétezését a méretezésnél nem vették figyelembe. Az ilyen áthi-



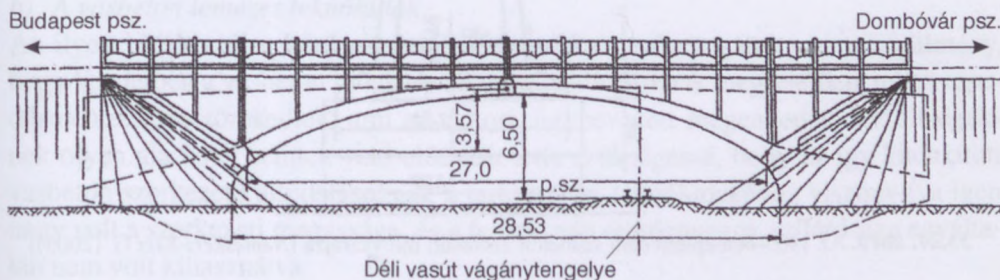
33.25. ábra. A segesi Rinya-híd korszerű tartóbetétes áthidaló szerkezete [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]



dalások korszerű méretezésére, a Vasúti Hídosztály a Nemzetközi Vasútegylet (UIC) Kutatási és Kísérleti Intézetének (ORE) ez irányú ajánlása alapján, tervezési irányelveket dolgozott ki. Ezek az irányelvek a betonnak az acéltartókkal való együttműködését már figyelembe vették, és az így tervezett tartóbetétes áthidalásokkal jelentős acéltartó-megtakarítást lehetett elérni. Az új tervezési elvek szerint kialakított első híd, a Dombóvár–Gyékényes vasútvonalon épített, 10,5 m nyílású gesedi Rinya-híd volt, melynek terveit a MÁV Tervező Intézet készítette el. Az építési munkákat a MÁV Hídépítési Főnökség kivitelezte 1974-ben (33.25. ábra).

### 33.2.2. Az érdi beton ívhíd

A MÁV legnagyobb támaszközű beton ívhídját a Budapest–Kelenföld–Szentlőrinc vonalon 1913-ban, Érd vasútállomás közelében, a Budapest–Nagykanizsa vonal felett építették (33.26. ábra). 27,0 m támaszközű, háromcsuklós beton ívhíd. A híd építését az az tény szűkségessé, hogy az ezen a helyen korábban épített híd vasszerkezetű áthidalása – az alatta elhaladó gőzmozdonyok füstgázaitól – igen erősen rozsdásodott. A hídba 900 m<sup>3</sup> betont építettek be. A betonozáshoz használt homokos kavicsot zúzott kővel javították. Ennek a hídnak az építésénél használtak a beton tömörítéséhez első alkalommal pneumatikus döngölőket. Az elmúlt évtizedek folyamán a betonív felületén jelentős repedések keletkeztek, melyek miatt a hídon sebességkorlátozást kellett bevezetni. A hídon a forgalom 1999-ben megszűnt, miután mellette, annak pótlására új hidat építettek.

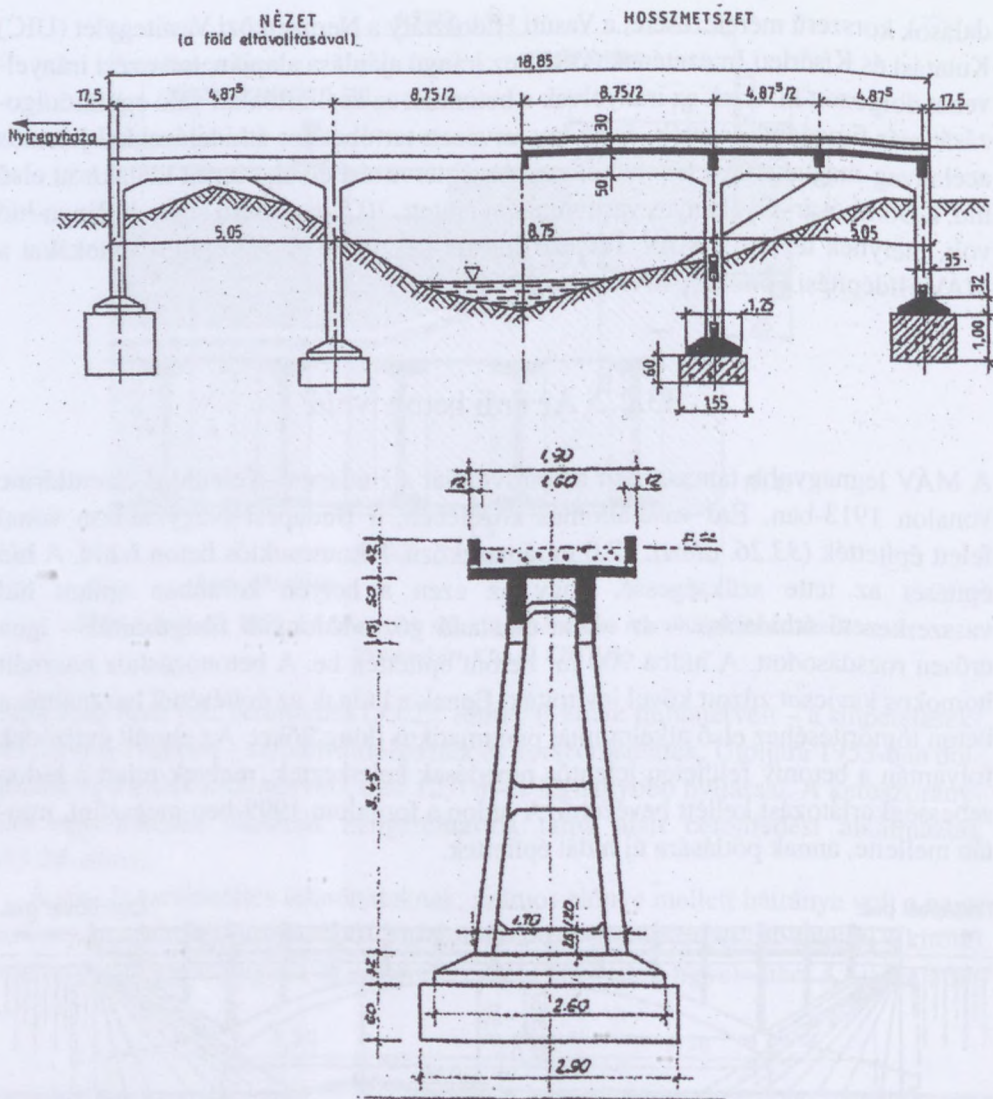


33.26. ábra. Az érdi háromcsuklós beton ívhíd oldalnézete [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

#### 33.2.2.1. Vasbeton hidak

##### a) Első vasúti vasbeton hidak

Keskeny nyomtávú vasútvonalon, az első három vasbeton hidat Debrecen, illetve Nyíregyháza térségében 1905-ben építették. Ezek közül az egyiket a háború folyamán felrobbantották, a másikat pedig már korábban elbontották. Megmaradt viszont

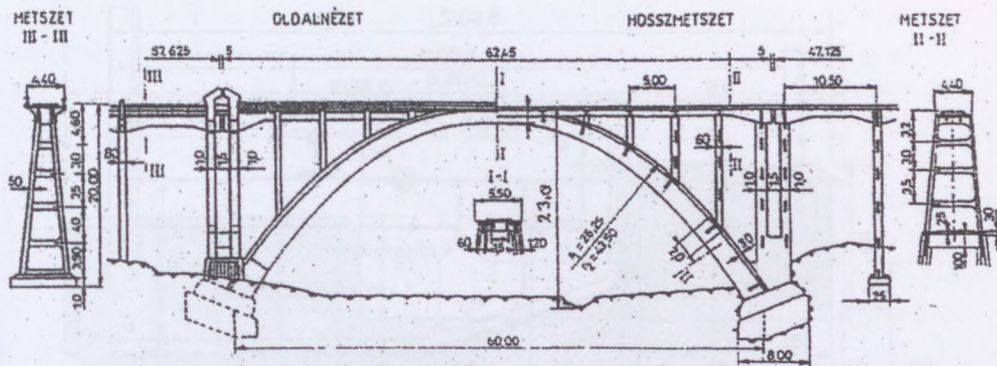


33.27. ábra. Az 1905-ben épített első vasbeton kisvasúti híd vázrajza [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

a Nyíregyháza-Dombrád keskenynyomtávú vonal 92/3 szelvényében levő, 4,7 + 8,4 + 4,7 m nyílású, bordás-lemezes vasbeton kerethíd (33.27. ábra).

A hidat Zielinski Szilárd műegyetemi tanár tervezte. A statikai számítást Zielinski tervezőirodájának főmérnöke, Jemnitz Zsigmond készítette. A tervezésnél az úgynevezett  $n$ -es számítási eljárást alkalmazták. A betonban nyomásra  $35 \text{ kg/cm}^2$ , az acélbetétekben pedig húzásra  $1000 \text{ kg/cm}^2$  megengedett feszültséggel számoltak. A híd első próbaterhelését 1905. szeptember 7-én tartották meg. Ekkor a híd főtartóinak bordáin hajszálrepedéseket észleltek, melyeket kijavítottak. Öt év múlva, 1911-ben volt a hídnak az úgynevezett felülvizsgálati próbaterhelése, amikor megállapították,





33.28. ábra. Az 1908-ban épített sinkai nagy völgyhíd általános elrendezése  
 [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

hogy a korábban kijavított repedéseken kívül újabb repedések a hídszerkezeten nem jelentkeztek. A hídon a forgalom 1972-ben megszűnt, miután mellette új hidat építettek. A régi, műemlék jellegű híd nem bontották el, gyalogos hídként tovább üzemel.

Normál nyomtávú vasútvonalon az első két vasbeton híd 1908-ban a Brassó–Fogaras vasútvonalon építették. A vasúti pálya létesítésekor a vonal 290 és 310 szelvényei között két völgyhidat kellett építeni. E viaduktok terveit is *Zielinski* Szilárd tervezőirodája készítette el, ahol a tervezési munkát *Kossalka* János műegyetemi tanár irányította. A nagyobbik völgyhíd támaszköze 60,0 m, a kisebbiké pedig 36,0 m. Az ívhidak két főtartója lapokra támaszkodó ívszerkezet (33.28. ábra).

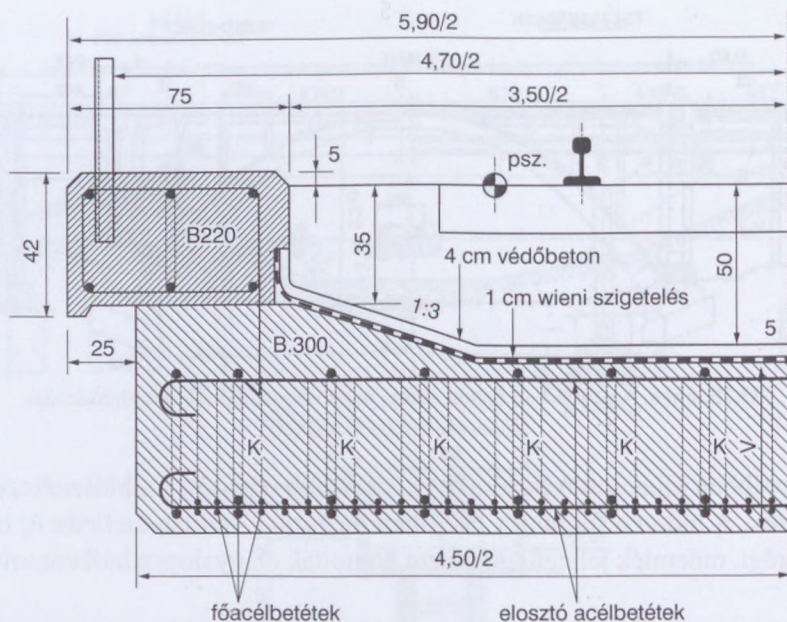
### b) A vasbeton lemezes teknőhidak

Az ilyen hidak széles körű elterjedését a múltban erősen gátolta az a körülmény, hogy kezdetben a vasbeton hidak esetében, az előírásoknak megfelelően, teljes repedésmentességre törekedtek, ami az akkori, úgynevezett megengedett feszültségeknek olyan alacsony szinten való előírását tette szükségessé, hogy az így kialakított vasbeton szerkezetű áthidalásoknak a tartóbetétes teknőhidakéhoz viszonyítva igen nagy volt a szerkezeti magassága, és a felhasznált építőanyagok szilárdsága egyáltalán nem volt kihasználva.

A vasbeton lemezes teknőhidaknak a mintaterveit először 1941-ben dolgozták ki. E terveket akkor az erdélyi Szeretfalva–Déva vasútvonal építésével kapcsolatban készítették el, ahol igen rövid idő alatt számos kisnyílású híd kellett építeni. Az A jelű, ideális mozdonyterhelésre méretezett áthidaló szerkezeteket 3,5 és 4,2 m széles ellenfalak feltételezésével alakították ki. Az áthidalásokat 8,0 m-es nyíláshatárig dolgozták ki. Acélszerkezet-felhasználás szempontjából ezek az áthidaló szerkezetek már lényegesen kedvezőbbek voltak az akkori tartóbetétes hidakénál.

1948-ban átdolgozták az 1941. évi mintaterveket. A méretezésnél a korábbi feltételezések gyakorlatilag változatlanok maradtak, azonban az áthidalásokat már 4,5 m





33.29. ábra. Az 1953. évi mintaterv szerinti vasbeton teknőhid áthidaló szerkezete  
[Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

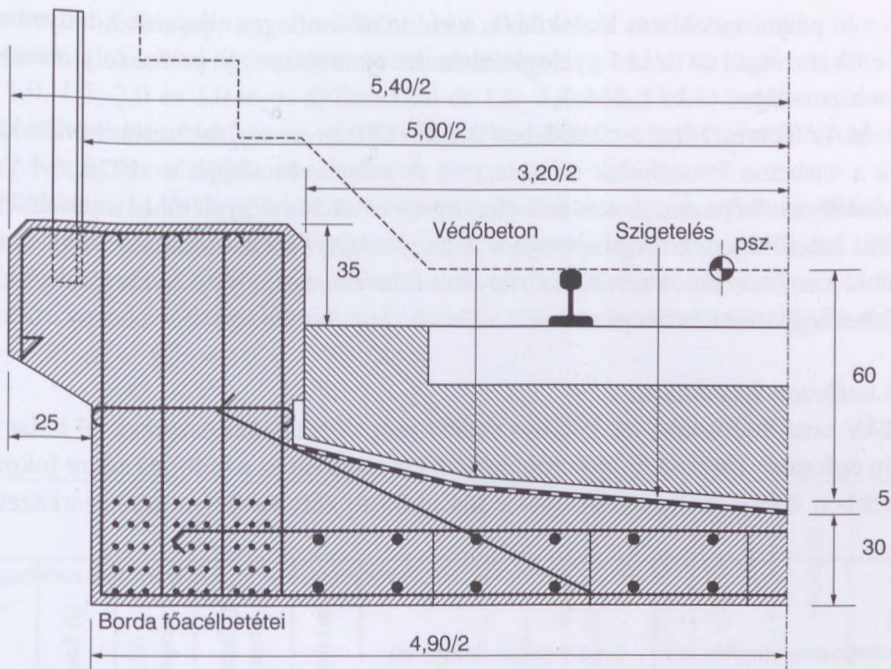
széles ellenfalak esetére alakították ki. Már ekkor elkészítették a 9,0 és 10,0 m nyílású hidak terveit is. 1953-ban az új vasbeton teknőhid mintaterveket már az érvényes, 1951. évi Vasúti Hídszabályzat előírásai szerint dolgozták ki. Ennek megfelelően a korábbi megengedett feszültségek helyett határfeszültségekkel számoltak. Ezenkívül igen lényeges változás volt, hogy a tervezésnél nem írták elő a teljes repedésmentesítést, hanem csak repedéskorlátozást kellett biztosítani. Az áthidalások tervét már 11,0 és 12,0 m-es nyílások esetére is kidolgozták (33.29. ábra).

### c) A szegélybordás vasbeton hidak

A mintaterv szerinti vasbeton teknőhidak viszonylag nagy szerkezeti magassága bizonyos esetekben azok alkalmazását nem tette lehetővé. Ilyenkor gyakran megoldást jelentett az úgynevezett szegélybordás vasbeton szerkezet. Ennek a szerkezeti magassága lényegesen kisebb az azonos nyílásméretű teknőhidénál. Ezen kívül a szegélybordás áthidaló szerkezetekkel a mintaterv szerinti teknőhidak 12,0 m-es felső nyíláshatára jelentősen növelhető volt (33.30. ábra).

Az első szegélybordás vasbeton hidat 1958-ban a Cegléd–Vezseny keskeny nyomközű vasútvonalon építették. Még ugyanebben az évben helyezték forgalomba az első, normál nyomtávolságú pályán épített szegélybordás hidat az Aszód–Balassagyarmat vonalon, a Dobroda-patak áthidalására. A híd nyílásmérete 15,0 m.

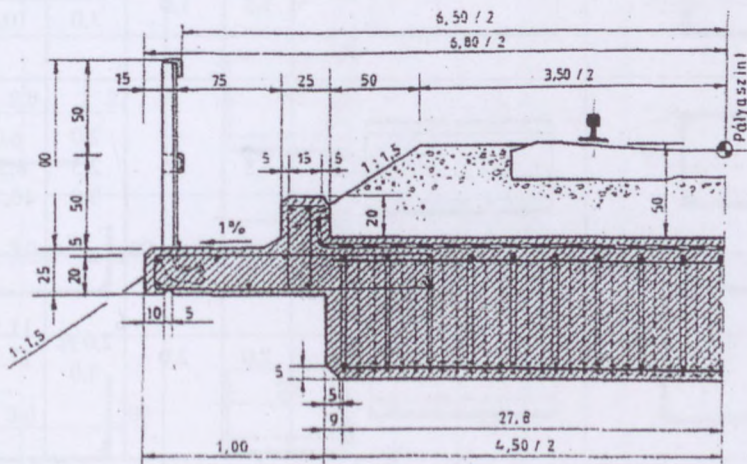




33.30. ábra. Szegélybordás vasbeton áthidaló szerkezet kialakítása [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

d) Az ágyazatátvezetéses vasbeton lemezhidak

A vasbeton lemezhidak a korábbi teknőhidak továbbfejlesztett változatai. A korábbi években széles körben alkalmazott mintaterv szerinti teknőhidak keresztmetszeti kialakításának módosítására az 1960-as évek elejétől kezdve azért volt szükség, mert azok a gépesített felépítményi munkák folyamatos végzését nem tették lehetővé. A lemezhidak viszont nem gátolják a felépítményi munkákat. Az ilyen hidaknál ked-



33.31. ábra. Ágyazatátvezetéses vasbeton lemezhidák keresztmetszeti elrendezése [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]

vező a jó pályacsatlakozás kialakítása, a hídon az esetleges aljcserek könnyen elvégezhetők, és végül az üzemi gyalogközlekedés az aléptményi padka folytatásában a hídon biztonságos (33.31. ábra).

A MÁV Tervező Intézet 1984-ben 2,0 és 12,0 m-es nyíláshatárok között kidolgozta a vasbeton lemezhidak mintaterveit. A méretezés alapját az 1976. évi Vasúti Hídszabályzat képezte. A tervművelet messzemenően figyelembe vette az előregyártás lehetőségének a szempontjait. A nagyobb nyílásokat áthidaló, nagy tömegű áthidaló szerkezeteket ezért hosszirányban felszeletelve, több kisebb tömegű elemről lehet legyártani és beépíteni.

e) A vasbeton kerethidak

A MÁV vonalhálózatán, az 1960-as éveket megelőzően, keretszerkezetű hidat csak ritkán építettek. Ettől az időponttól kezdődően azonban ez a híd típus egyre fokozódó mértékben elterjedt. Ez elsősorban a kis nyílású, zárt vasbeton keretszerkezetekre

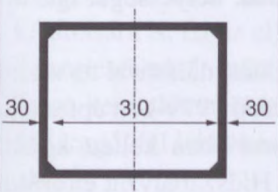
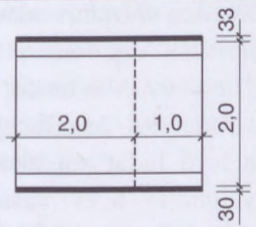
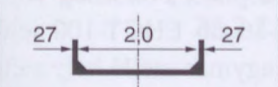
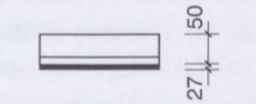
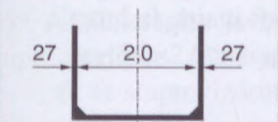
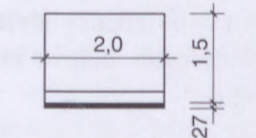
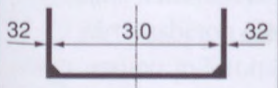
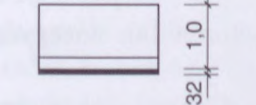
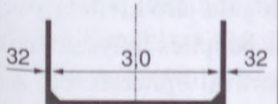
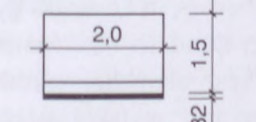
Keresztmetszet (nyílás, m)	Hosszmetszet (hossz, m)	Nyílás (m)	Szabad magasság (m)	Elemhossz (m)	Tömeg (t)	Megjegyzés
		1,0	1,5	2,0 és 3,0	7,10 10,6	-
		1,5	1,0	2,0 és 3,0	7,10 10,6	-
		1,5	1,5	2,0 2,5 3,0	6,0 8,50 10,20	1971 és 1978 évi terv
		2,0	2,0	2,0 és 3,0	11,54 17,31	-

33.32. ábra. Az 1982. évi mintaterv szerinti vasbeton keretelemek főbb adatai  
[Nemeskéri-Kiss G. (2005)]



vonatkozóan érvényes, ugyanis főként ezek alkalmasak az előregyártásra. Az ilyen szerkezeti kialakítású átvezetők és hidak mintaterveit a MÁV Tervező Intézet 1967-ben 1,0; 1,5; 2,0 és 3,0 m-es nyílásokkal és 1,0; 2,0 és 2,5 m-es belső magasságok figyelembevételével dolgozta ki. Később elkészítették a gyakorlat által igényelt 1,5×1,5 m nyílásméretű keretelem tervét is.

1982-ben a MÁVTI, az addig összegyűjtött építési tapasztalatok felhasználásával, a vasbeton keretszerkezetekre új mintaterveket dolgozott ki, már az 1976. évi Hídszabályzat előírásainak a figyelembevételével. E tervművelet már nemcsak a zárt keretelemekre vonatkozott, az kiterjedt az U szelvényű keretelemekre is (33.32. ábra).

Keresztmetszet (nyílás, m)	Hosszmetszet (hossz, m)	Nyílás (m)	Szabad magasság (m)	Elemhossz (m)	Tömeg (t)	Megjegyzés
		3,0	2,5	2,0 és 3,0	18,82 28,23	-
		2,0	0,5	2,0	5,01	„U” keret
		2,0	1,5	2,0	7,65	„U” keret
		3,0	1,0	2,0	9,51	„U” keret
		3,0	1,5	2,0	10,61	„U” keret

33.32. ábra folytatása

#### f) A feszített vasbeton hidak

A feszített vasbeton hídszerkezetek építését meglevő adottságaink sok éven át nem tették lehetővé. A MÁV első – és egyelőre egyetlen – utófeszített vasbeton hídját a Kisterenye–Kál–Kápolna vasútvonalon, Recsk vasútállomás közelében – a Tarnapatak felett – 1966-ban építették. A 17,0 m nyílású hidat az Út-Vasúttervező Vállalat tervezte és azt a MÁV Hídépítési Főnökség építette. Az áthidaló szerkezet két szekrénytartós főtartóból áll, melyek egymással nincsenek összekapcsolva. Egy-egy főtartó három előre gyártott vasbeton elemből áll. Ezekben alakították ki a feszítőkábelek kábelcsatornáit. Az előírt beton szilárdsági osztály B 450 volt.

Az áthidalás egyes elemeit a MÁV Hídépítési Főnökség budapesti telepén gyártotta előre, majd azokat vasúton szállították a beépítés helyszínére. A helyszíni munkák keretében a feszítőkábelek befűzését, a megfeszítésüket és ezt követően a kábelcsatornák kiinjektálását a Hídépítő Vállalat e munkákra szakosodott részlege végezte. Egy-egy kábel 18 darab 5 mm átmérőjű, KB 150 jelű feszítőhuzalból van. A kábeleket *Freyssinet*-féle feszítősajtókkal feszítették meg. A híd előre gyártott vasbeton elemeit vasúti daru segítségével szerelték össze. A híd próbaterhelésekor a Műszaki Egyetem Vasbetonszerkezetek Tanszéke, a MÁV Központi Felépítményvizsgáló Főnökségével együttműködve, a híd áthidaló szerkezetén feszültségméréseket végzett. A mérési eredmények a statikai számítás adatainak helyességét igazolták. A hidat 1966. december 16-án helyezték forgalomba.

A MÁV első előre gyártott, előfeszített vasbeton tartók felhasználásával tervezett hídját a Budapest–Hegyeshalom vasútvonal 661/2 szelvényében 1979-ben építették. A Tatabánya megállóhely közelében levő hidat pályakorrekcióban kellett közúti aluljáró céljára megépíteni. A híd terveit az 1976. évi Vasúti Hídszabályzat előírásai alapján az UVATERV készítette el, a kivitelező a MÁV Hídépítési Főnökség volt. A 14,0 m nyílású, kétvágányú, ágyazatátvezetéses hídhoz 16 db EHGT-100 jelű előfeszített vasbeton hídgerendát használtak fel. A szorosan egymás mellé helyezett tartókra 20 cm vastag vasbeton pályalemezt terveztek, mely a feszített tartókkal együtt dolgozik. A kialakított áthidalást bitumenes alufóliával szigetelték. A két M 62 jelű mozdonnyal végzett próbaterhelés után a hidat 1979. október 20-án helyezték forgalomba.

#### 33.2.2.2. A vasbeton hidak előregyártása

Az 1950-es éveket megelőzően ilyen hidakat előre gyártva nem építettek, az első ilyen irányú próbálkozás 1953-ban a budapesti Gyáli úti gyalogaluljáró kivitelezésénél volt, ahol a 3,0 m nyílású műtárgy áthidaló szerkezeteit a beépítés helyszínének közelében előre gyártották, majd a kész elemeket vasúti daruval építették be. Az 1960-as évek második felétől kezdve a kis nyílású műtárgyak előregyártása terén gyors fejlődés volt tapasztalható, miután 1967-ben megjelent az 1,0–3,0 m nyílású



zárt keretszerkezetek mintaterve, ami nagymértékben hozzájárult ezen építési mód elterjedéséhez.

Az előregyártás kezdeti időszakában az áthidalásokat oldalról való behúzással, vagy betolással juttatták vízszintes értelemben a hídtengelybe, és ott azokat hidraulikus sajtókkal eresztették le terv szerinti helyükre. Ez az eljárás azonban igen nehézkes volt. Előnyösebb volt az a módszer, ahol behúzásuk után az előre gyártott elemek rögtön a végleges helyükre kerültek, és így azok függőleges értelmű mozgatására nem volt szükség. Ennek az eljárásnak az alkalmazásával építettek 1965-ben Kiskunhalas állomás közelében egy 2,0 m nyílású gyalogaluljárót. Az aluljáró céljára készített 19,0 m hosszú, vasbeton keretszerkezetet a pálya mellett, egy elemként gyártották előre, és azt a behúzópályába beépített síneken, csörlők segítségével húzták be közvetlenül a végleges helyére.

Az 1960-as évek közepétől kezdődően az előre gyártott vasbeton hídelemek beépítésénél egyre gyakrabban használták a vasúti darus beépítési módot. Ezzel az eljárással az előre gyártott hídszerkezeteket azonnal végleges helyükre lehetett helyezni. A darus beépítési mód alkalmazását a későbbi években tovább segítették a MÁV által ebben az időben beszerzett 100 t teherbírású, EDK 1000 jelű daruk, melyeket a hídepítéseknél nagyon jól lehetett használni. Bizonyos esetekben előre gyártott vasbeton hídelemeket használtak fel avult boltozatok felújítására, illetve kiváltására is. Ez az eljárás akkor alkalmazható, ha vízügyi vagy egyéb szempontból a meglévő, avult műtárgy nyílásméretének csökkentésére lehetőség van. A zárt vasbeton keretelemeket fektetett, vagy állított helyzetben a hídepítéseknél, alátámasztás céljára jól fel lehet használni.

### 33.2.2.3. Vasbeton kerethíd pálya alatti átsajtolása

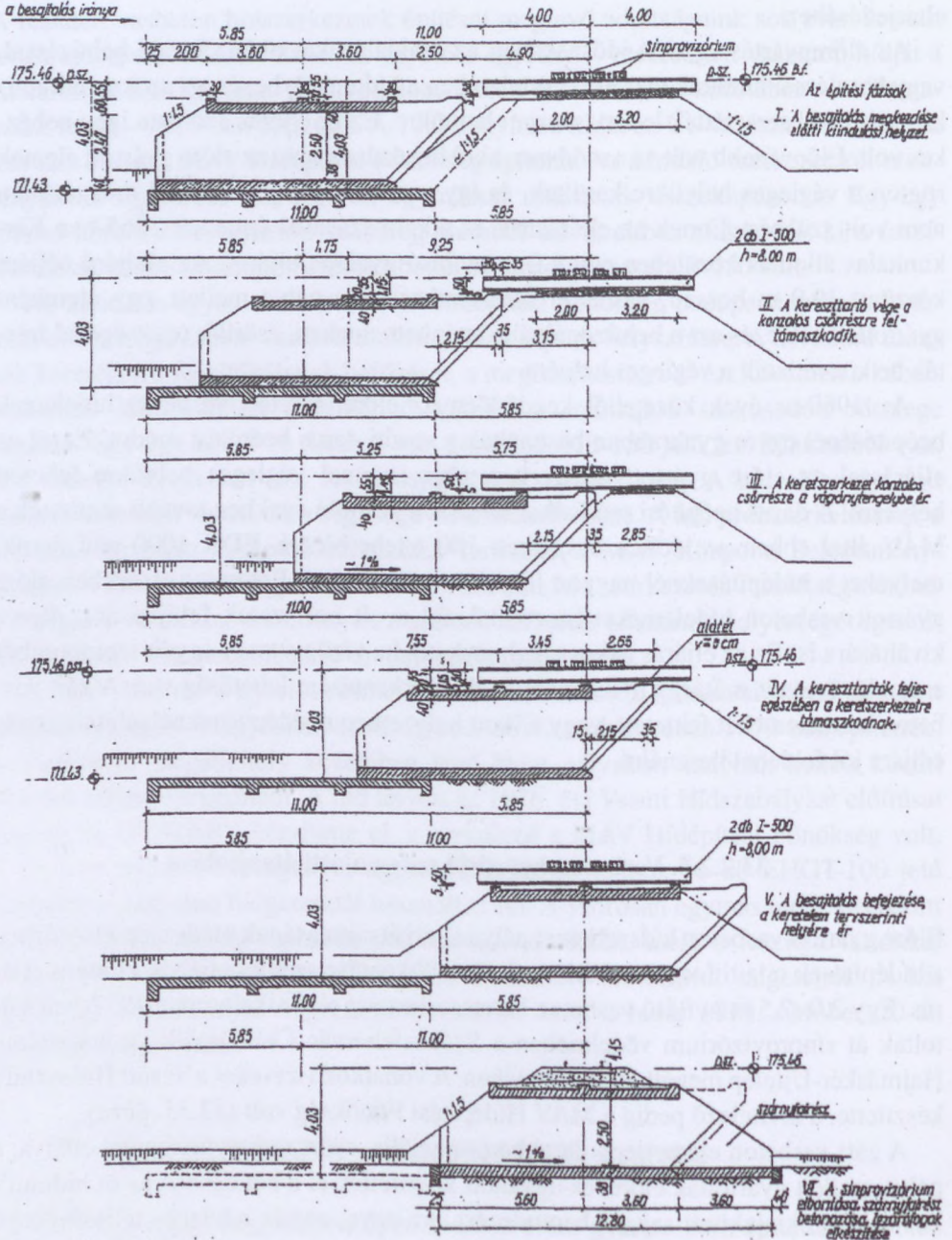
Előre gyártott vasbeton hídszerkezet pálya alatti átsajtolásának módszere, elsősorban a hídepítések miatti forgalomkorlátozások csökkentése szempontjából, előnyös eljárás. Egy 2,0×2,5 m nyílású vasbeton keretszerkezetet első alkalommal 1977-ben sajtoltak át sínprovizórium védelmében a Székesfehérvár–Celldömölk vasútvonalon. Hajmáskér-Újtelep megállóhely közelében. A vonatkozó terveket a Vasúti Hídosztály készítette, a kivitelező pedig a MÁV Hídepítési Főnökség volt (33.33. ábra).

A zárt vasbeton elemet egy darabban, speciális, csőrszerű nyúlvánnyal ellátva, a pálya mellett gyártották előre, és ugyanott készítették el a betoláshoz az öt hidraulikus sajtóval kialakított sajtoló berendezést. Az egyes sajtók névleges teljesítménye 50 tonna, lökethosszuk pedig 3,0 m volt. A kereken 100 t tömegű előre gyártott keretelem felszakításához közel 230 t tolóerőre volt ténylegesen szükség. A betolás előrehaladásával a keretszerkezet csőrrésze, majd pedig később a keretelem támasztotta alá – két *I* tartó közvetítésével – a pályába beépített sínprovizóriumot, illetve a vasúti vágányt.



Hosszmetszet

a beszállás irányja



33.33. ábra. Előre gyártott vasbeton keretszerkezet pálya alatti átszjelésének fázisai [Nemeskéri-Kiss G. (2005)]



A betolást 3,0 m-es szakaszokban végezték. Mivel a sajtoló egység a betolás folyamán végig egy helyben maradt, a tolást 3,0 m hosszú ROCLA csőelemek egymás utáni közbeiktatásával lehetett megoldani. A legnagyobb tényleges tolóerő a sajtolási munka utolsó fázisában 140 t volt. A fentiek szerinti kísérleti jellegű híd-munka a pályán csak háromhetes sebességkorlátozást igényelt.

#### 33.2.2.4. A Dunaharaszti vasbeton ívhíd

Az első Langer-rendszerű vasbeton ívhíd 1949-ben a Dunaharaszti–Ráckeve HÉV vonalon építették. A hidat Székely Hugó mérnök tervei alapján, a háború során felrobbantott, 50 m nyílású acélhíd pótlására építették. Az ágyazatot is átvezető, merevítő-tartós ívhíd támaszköze 52,0 m. Az áthidaló szerkezetet két fázisban építették. Az első ütemben a szerkezet háromcsuklós ív volt, amit úgy oldottak meg, hogy az ívtartó tetőpontján ideiglenes csuklót alakítottak ki, a merevítő tartókat pedig a pályaszerkezettel együtt a nyílás közepén megszakítva építették. A teljes hosszúságú vonórudakat a merevítő tartók végein – rövid szakaszon – bebetonozták. A második ütemben, amikor a kizsaluzott hídon az állandó terhek okozta igénybevételek kialakultak, a vonórudakat beépített hidraulikus sajtókkal megfeszítették. A feszítési munka befejezése után, az ívek ideiglenes csuklóját, továbbá a merevítő tartón és a pályaszerkezeten hagyott hézagokat kibetonozták. A feszítés során a merevítőtartókban nyomófeszültségek ébredtek, melyek később, a hasznos teherből eredő húzófeszültségeket csökkentették. A hidat 1949. február 2-án helyezték forgalomba. Az 1956. évi földrengés epicentruma éppen Dunaharaszti körzetében volt, ezért ezt követően a hidat részletesen megvizsgálták, azonban azon káros elváltozást nem észleltek. A későbbi évek során, a hídszerkezeten jelentős betonkorróziós károsodások jelentkeztek, melyeket epoxigyantás kezeléssel megszüntettek.

#### 33.2.2.5. A vasbeton szerkezetű Béke úti aluljáró

A budapesti Lehel útnak a folytatásában levő Béke út Újpest felé való kivezetését korábban az itt keresztirányban haladó bal parti körvasút gátolta meg. A Budapest-Angyalföld pályaudvar 13 vágánya alatt ugyanis csak a kétvágányú villamosvasúti forgalom volt átvezetve. A háború során, 1944 végén az állomás régi hídjának acél-szerkezetű áthidalásait felrobbantották. A lerombolt hidat 1945-ben, a régi téglafalazatok felhasználásával, ideiglenes jelleggel állították helyre.

A híd újjáépítésére vonatkozó terveket a Budapest Fővárosi Tanács Mélyépítési Tervező Intézete készítette el. Az új híd egy 11,0 + 8,0 + 11,0 m nyílású aluljáró, ahol a két szélső nyílás a közúti- és gyalogos-, középső pedig a villamosforgalom



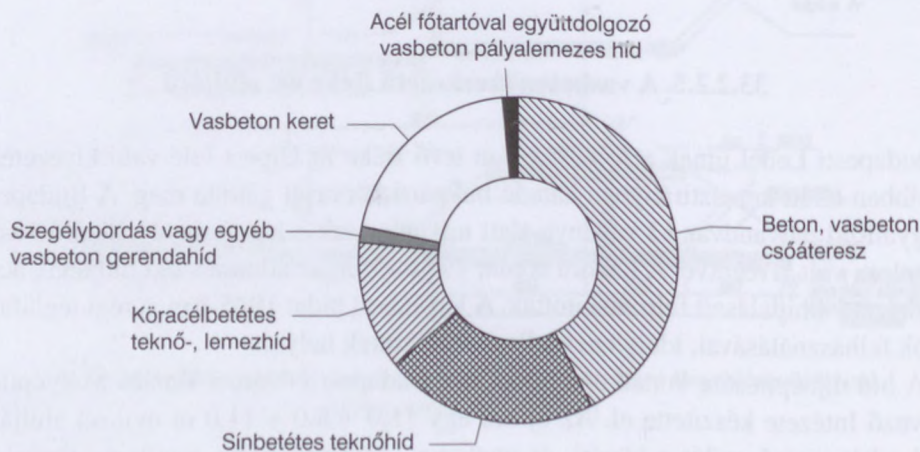
lebonyolítására szolgál. A híd 13 vasúti vágány átvezetését biztosítja, és ezenfelül átvezeti a Balzsam utcát, továbbá azon helyet kapott egy széles MÁV rakterület is.

A kivitelezési munkákat két fővállalkozó végezte. A MÁV Hídépítési Főnökség 1954 szeptemberében vonult fel a munkahelyre, és ekkor kezdte meg a munkálato-  
kat. Megépítette a 160 m hosszú vasbeton talplemezt és a felmenő falazatokat, kivi-  
telezte a 13 vasúti vágányt áthidaló, négytámaszú vasbeton áthidaló szerkezeteket  
valamint a 20 m széles MÁV rakodóhidat. A másik fővállalkozó, a Hídépítő Vállalat  
1955 júniusában kezdte meg a 140 m hosszú, úgynevezett nyitott talplemezek és a  
súlytámfalak, továbbá a Balzsam utca átvezetésére szolgáló híd építését. A híd tra-  
pézlemezeit talajvízszint-süllyesztés védelmében lehetett megépíteni, amihez a  
talajvíz szintjét 2,60 m-rel kellett lesüllyeszteni. Az építés folyamán a villamosfor-  
galmat egy vágányon egy 30,0 m támaszközü, *Kohn*-rendszerű, csavarozott, ideigle-  
nes jellegű hídszerkezet biztosította. A kivitelezési munkák folyamán a MÁV  
Hídépítési Főnökség 10 500 m<sup>3</sup>, a Hídépítő Vállalat pedig 5500 m<sup>3</sup> betont épített be  
a hídba. A Béke úti aluljárót több ütemben helyezték forgalomba, annak végleges  
átadása 1957. május 15-én volt.

### 33.2.3. Vasúti beton, vasbeton hídépítés fejlődése 1985–2005 között

[Kiss J-né (2005)]

A kezdetektől 2005-ig épített hidak közül 7398 db beton, illetve vasbeton híd van a  
MÁV kezelésében. Típusonkénti megoszlásukat a 33.34. ábra szemlélteti. 1985-től  
épített beton- és vasbeton hidak típusonkénti változását a 33.35. ábrán foglalták



33.34. ábra. A MÁV kezelésében lévő beton-, illetve vasbeton hidak típusonkénti megoszlása  
[Kiss J-né (2005)]

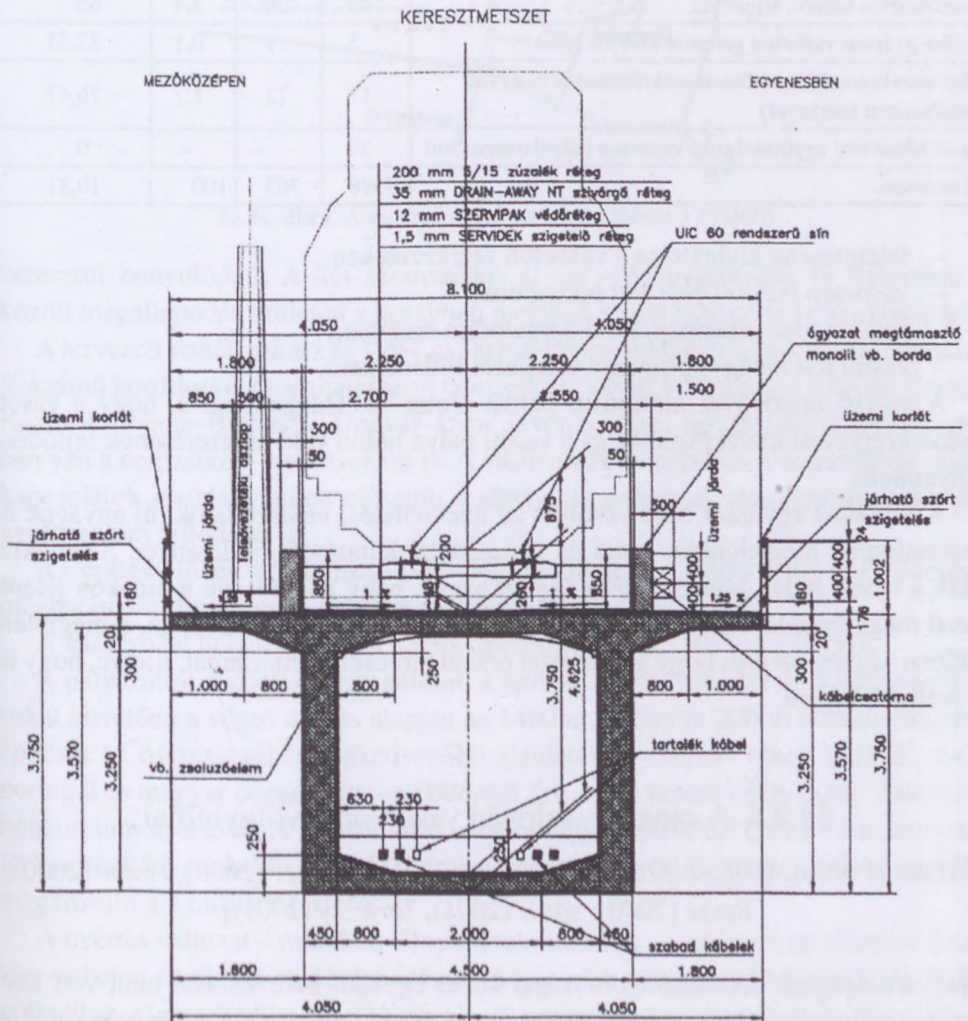


össze. A MÁV kezelésében lévő beton- és vasbeton hidak megoszlása típusonként a 33.14. táblázatban látható.

A táblázat azt szemlélteti, hogy az összes kerethíd közel 40%-a a tartóbetétes lemezhidak 65%-át, a vasbeton szekrénytartós hidak közel 80%-át építették 1985–2005-ben. A kerethidak elterjedése, illetve a sínbetétes és öszvérhidak visszaszorulása mutatja a vasúti beton, vasbeton hídszerkezetek fejlődési irányát.

**A vizsgált 20 évben épített híd típusok:**

- vasbeton kerethidak,
- köracél betétes vasbeton lemezhidak,
- tartóbetétes hidak,
- szekrénytartós hidak,



33.35. ábra. Nagyrákos völgyhíd keresztmetszete [Wellner–Mihalek (2000)]

**33.14. táblázat.** Magyarországi beton és vasbeton vasúti hidak 2004. évi adatok alapján  
[Kiss J-né. (2005)]

Hídtípusok	Összes db	1985–2004 között épített		1985 után épített aránya az összeshez
		db	%	%
beton, vasbeton csőáteresz	3151	95	12,4	3
sínbetétes teknőhíd	1618	–	–	0
kőacél-betétes teknő-, lemez híd	952	82	10,8	8,61
szegélybordás vagy egyéb vasbeton gerendahíd	72	12	1,6	16,67
vasbeton keret	1509	534	70	35,38
tartóbetétes teknő-, lemez híd	40	26	3,4	65
előre gyártott vasbeton gerenda főtartós híd	3	1	0,1	33,33
feszített beton híd (vasbeton szekrénytartós és egyéb utófeszített szerkezet)	17	13	1,7	76,47
acél főtartóval együttdolgozó vasbeton pályalemez híd	36	–	–	0
Összesen:	7398	763	100	10,31

- felépítmény kialakítása a vasbeton szerkezeteken,
- vasbeton ívekkel erősített boltozatok,
- patakmeder nehézgépjármű-forgalomra erősítve,
- vasúti híd magas építményi szerkezet földemként.

A szerző mindegyik hídtípusra példát mutat be. Hangsúlyozva, hogy a vasúti hidak szerkezeti kialakításának és a vasúti pálya hídon való átvezetésének fejlődése folyamatos.

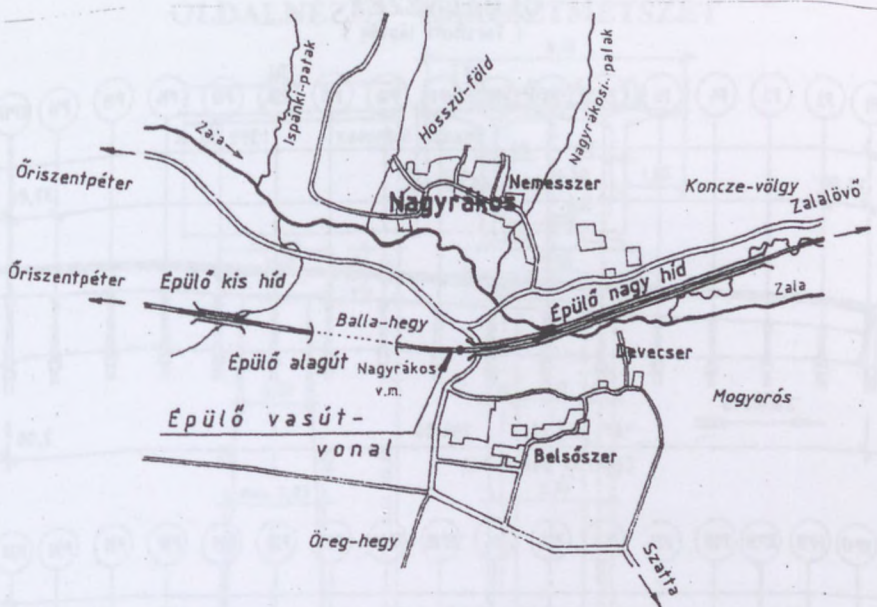
A fejlődést egyaránt befolyásolják az üzemeltetési tapasztalatok, új anyagok és technológiák megjelenése, hazai és nemzetközi kutatások eredményei. Számukra, akik a vasúti hidak fenntartásával foglalkoznak, nagy jelentőségű a hidakon jelentkező meghibásodások helyes felismerése, a hidak forgalombiztonsága, a megfelelő időben végzett javítás, hogy a szerkezet érje el tervezett élettartamát, illetve, hogy az növelhető legyen.

### 33.2.4. A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai

[Vörös (1999b), Wellner–Mihalek (2000), Mihalek–Wellner (2000), Fodor (2000),  
Becze (2000), Vörös (2001), Tariczky (2001)]

Magyarországnak szomszédos országai közül egyedül Szlovéniával nem volt közvetlen vasúti kapcsolata. A két ország közötti vasúti forgalom csak Horvátországon





33.36. ábra. A vasútvonali helyszínrajza [Vörös J. (1999)]

keresztül bonyolódott. A két szomszédos állam – Magyarország és Szlovénia – között megállapodás született a korábban meglévő vasúti kapcsolat helyreállításáról.

A tervezett vonalszakasz az 1994. évi krétai Páneurópai Közlekedési Konferencián V. számú korridorként meghatározott nemzetközi vasúti közlekedési folyosó Trieszt/Koper–Ljubjana–Budapest–Ungvár–Lvov útvonal része, így megépítése összhangban van a nemzetközi elvárásokkal is. A vasútvonali megépítése a nemzetközi vasúti kapcsolatok javítása mellett elősegíti a térség lakosságának megtartását és az idegenforgalom fejlődését is.

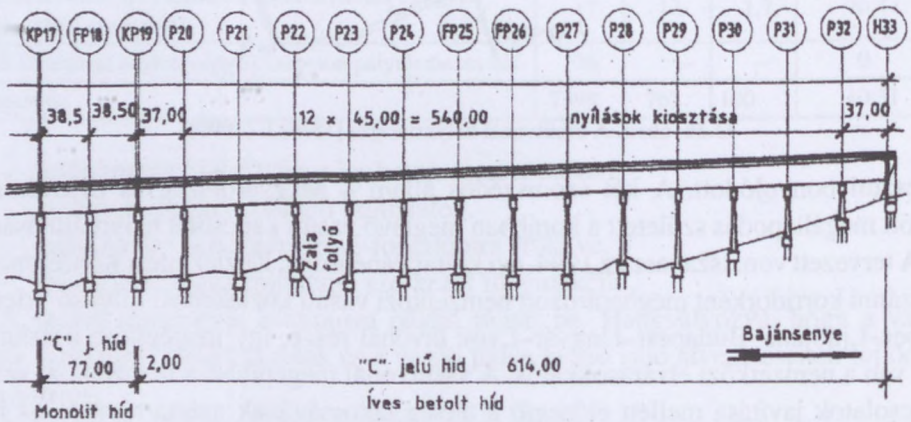
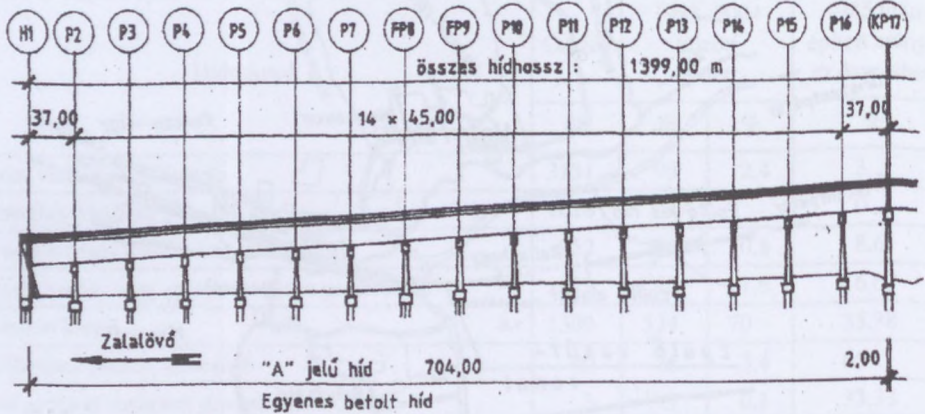
Az építés előkészítő munkái 1997-ben kezdődtek. Az államközi szerződésben meghatározott forgalomba helyezési határidő 2000. december 31.

A vasútvonali helyszínrajzát a 33.36. ábra szemlélteti [Vörös J. (1999)].

A pályázatok részletes átvizsgálását, a szükséges elemzéseket és összehasonlításokat követően a végső döntés alapján az 1400 m, valamint 200 m hosszú völgyhid építését az összességében legkedvezőbb ajánlatával – ismert olasz, osztrák, svéd, portugál és magyar cégek előtt – a Hídépítő Zrt., mint vezető cégre épülő Zalahidak konzorcium nyerte el. A konzorcium további tagjai: DUMÉZ GTM Franciaország, Betonútépítő Nemzetközi Zrt. A kivitelezési szerződés végösszege – áfával együtt – megközelíti a 7 milliárd forintot.

A nyertes változat – mindkét völgyhid tekintetében – szakaszosan előretolt feszített vasbeton szerkezet cölöpalapozással. A nagyobb völgyhid (1400 m) SOIL-MEC cölöpökre támaszkodik (33.37. ábra). A szekrény keresztmetszetű felszerkezet három szakaszból áll, ezekből a középső két nyílás állványon épülő monolit szakasz.

## OLDALNÉZET ( Torzított lépték )



33.37. ábra. A híd oldalnézete [Vörös J. (1999)]

A kis völgyhidat (200 m) FRANKI rendszerű cölöpök támasztják alá. Felszerkezetének keresztmetszete a nagyhíd keresztmetszetével megegyezik (33.38. ábra).

A felszerkezet betonjának tervezett: C35-24/KK-f50-vz4 [Wellner-Mihalek (2000)].

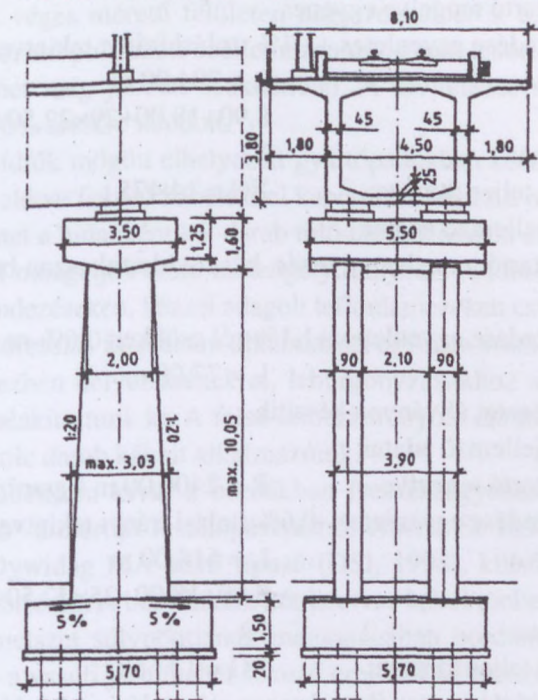
A szerkezeti műszaki tervek készítését és az alvállalkozó tervező szervezetek koordinálását a Hídépítő Zrt. Műszaki Osztálya végezte.

Az alépítmény, a felszerkezet erőtanai számításában és a feszítési tervek készítésében közreműködött a Stabil Plan Kft. A vasúti pálya kismértékű áttervezését a MÁV Tervező Intézet Kft. végezte.

A hidak alapozásának előkészítésében több résztvevő működött közre: a talajfeltárás, a fúrások, a talajmechanikai szakvélemények elkészítésében, a hagyományos cölöp-próbaterhelések elvégzésében és kiértékelésében, valamint a végleges cölöphosszak meghatározásához szükséges alapozási szakvélemények elkészítésében a



## OLDALNÉZET KERESZTMETSZET



33.38. ábra. A híd oldalnézete és metszete a támaszoknál [Vörös J. (1999)]

Geo-Pannon Kft. (Farkas József és Kovács Miklós geotechnikai vezető tervezők vezetésével.)

Az osztott testű próbacölöp (VUIS-rendszerű) próbaterhelését és értékelését az ANKA Mérnöki Iroda Bt. készítette Anka Magdolna építésügyi szakértő vezetésével.

A felszerkezetbe beépítendő szerkezetek és szerelvények terveit a Magyar Scetauroute Kft. készítette.

A hidak belső világításának terveit a Libella 21 Bt., a gyártóeszközök és a felszerkezet építés közbeni és végleges villámvédelmi földelésének terveit Czerkl Tamás készítette. A vasúti felépítmény és a vasútüzem berendezéseinek tervezése (és építése) nem része az építési projektnek.

A Hídepítő Zrt. Műszaki Osztályán minden munkarészt számítógép segítségével végeztek. A statikai méretezéseket, a feldolgozást, a szerkesztést és dokumentálást, rajzolást is gépesítették.

*I. jelű völgyhíd jellemző adatai [Barta-Wellner-Mihalek-Becze-Fodor (2001)]*

A vasúti pálya geometriai adottságai alapján bontották három szakaszra az I. jelű völgyhíd felszerkezetét.

A Zalalövő felőli hídfőtől induló szakasz jele „A”, a Bajánsenye felőli hídfőtől induló szakaszé „C”, és a két hosszú híd közötti, a dilatációs mozgások megosztása, illetve a vasúti pálya domború lekerekítése miatt beiktatott rövidebb híd jele „B”.

„A” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye egyenes
- a pálya emelkedése egyenletes +1,1% (tolási irányt tekintve)
- a híd hossza:  $L = 704,00$  m
- zömhosszak:  $8,90+18,00+29 \times 22,50+15,70+8,90$  m
- a zömök száma: 33
- a felszerkezet teljes tömege:  $\Sigma G = 14\,475$  t

„B” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye egyenes, bár rövid szakaszon belenyúlik az átmeneti ívbe
- a pálya emelkedése egyenletes +1,1%-ról csökken 0,6%-ra
- a híd hossza:  $L = 77,00$  m

A teljes falszerkezetet állványon készítik.

„C” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye  $R = 2400,00$  m sugarú jobb ív
- a pálya emelkedése egyenletes  $-0,6\%$  (tolási irányt tekintve)
- a híd hossza:  $L = 614,00$  m
- zömhosszak:  $8,90+18,00+25 \times 22,50+15,70+8,90$  m
- a zömök száma: 29
- a felszerkezet teljes tömege:  $\Sigma G = 12\,650$  t

Az „A” és „C” hidat készítették szakaszos előretolási technológiával.

„D” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye egyenes
- a pálya emelkedése egyenletes +1,2% (tolási irányt tekintve)
- a híd hossza:  $L = 200,00$  m
- zömhosszak:  $8,90+13,50+7 \times 22,50+20,10$  m
- a zömök száma: 10
- a felszerkezet teljes tömege:  $\Sigma G = 4\,100$  t

A felszerkezet teljesen azonos a I. völgyhídével, de a gyártótér helye és az előretolási megoldás eltérő.

### A szakaszos előregyártási technológia

A nagy tömegű vasbeton felszerkezet előretolását két fő technológiai elem teszi lehetővé:

- az egyik az 1960-as években már ismert műanyag, a poli-tetra-fluor-etilén (PTFE), ismertebb nevén – teflon,
- a másik pedig a nagy nyomású –  $p > 350$  bar – hidraulikus eszközök elterjedése.

A PTFE anyag megfelelő nyomásra igen kis súrlódási tényezőjű. Ez a nyomásérték valamivel kisebb, mint a hídepítésben általában alkalmazott felszerkezeti betonok számított nyomószilárdsága. Ez lényegében azt jelenti, hogy a teflonlemezen



átadódó nyomófeszültség a ráterhelődő betonfelületen nem okoz túlzott helyi igénybevételeket, tehát véges méretű felületen nagy reakcióerők adhatók át. A csúszóbetétek Cr-Ni ötvözetű polírozott acéllemezen csúsznak, a súrlódást szilikon adalékú zsírozással lehet még jobban csökkenteni. A kivitelezés során mért súrlódási tényező 2,20 ~3,50% értékre adódott.

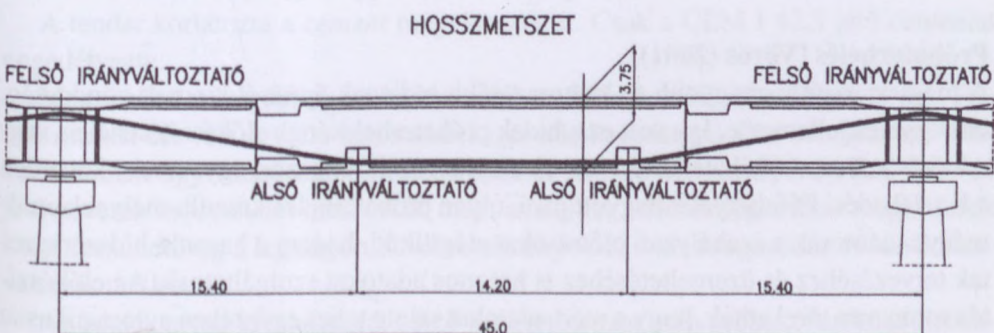
A zömöket a hídfők mögött elhelyezett gyártópadokban készítették, majd a beton kellő szilárdságát elérve feszítő kábelekkel kapcsoltuk hozzá a már elkészült hídrészhez. A felszerkezetet a hidanként két darab toló-támasz tetején elhelyezett emelő-toló sajtók segítségével mozgatjuk előre hídtengely irányban. A többi pillér tetején beépített csúsztató berendezéseken, kézzel adagolt teflonlemezekon csúszott a híd.

A szakaszos előretolás fázisaiban alkalmazott egyenes vonalvezetésű kábelek az alsó és felső lemezben helyezkednek el, lehorgonyzásukhoz a zömvégeken lehorgonyzó bordákat alakítottunk ki. A felső lemezben nyolc darab, míg az alsó lemezben hat, illetve nyolc darab kábelt alkalmaztunk.

Az egyenes kábeleken kívül a bordákban íves és egyenes kábelek találhatóak. Ezek 15 darab 0,6" átmérőjű feszítőpásmából állnak, St 1630/1860 minőségűek, lehorgonyzásuk Dywidag MA 6815 típusú (DSI, 1998), külső felületén bordázott öntvényfejekben történik. A bordánként két-két íves kábel mellett a híd középső szakaszán a keresztmetszet súlypontjának magasságában bordánként két „centrikus” kábelt vezetünk – a vasúti járműteher fékező erejéből keletkező hatások felvételére (Eibl-Buschmeyer-Kobler, 1995., Guyon, 1991; Virlogeux, 1992).

A vasúti hasznos teher viselésére a szekrény belsejében, alsó és felső irányváltoztató bordákon át vezetett ún. szabad kábeleket alkalmaztunk (33.39. ábra) [Wellner-Mihalek (2000)].

A szakaszos előretolást a I. völgyhídnál egy ún. *emelő-toló sajtóval*, a II. völgyhídnál *fogas-léces toló sajtóval* végezték el. Megfelelő kapacitású sajtó(k) kiválasztásával a nagy tömegű felszerkezeteket előre tudták mozgatni. A nagy nyomású hidraulikus szerkezetek előnye, hogy viszonylag kis méretű eszközökkel igen nagy erőket lehet velük kifejezni.



33.39. ábra. A híd szabadon vezetett kábeleinek irányváltoztató bordái [Wellner-Mihalek (2000)]



## **Összefoglalás [Barta–Wellner–Mihalek–Becze–Fodor (2001)]**

A Zalalövő–Bajánsenye vasútvonalon Közép-Európa leghosszabb feszített vasbeton felszerkezetű vasúti hídja épült. A I. jelű völgyhíd 1400,00 m hosszú. A völgyhíd három szakaszból áll, két hosszú szakasz közül az „A” híd hossza 704,00 m, a „C” híd hossza 614,00 m, a köztük lévő „B” jelű rész – ún. „dead-span” – 77,00 m. A vasbeton felszerkezet állandó keresztmetszetű szekrényes tartó. A II. jelű völgyhíd „D” felszerkezete 200,00 m hosszú, azonos szerkezeti rendszerű, mint a nagy hídé.

Az „A”, „C” és „D” hidak felszerkezeteit szakaszos előretolással készítették.

A szakaszos előretolás fő segéd szerkezetei az alábbiak:

- gyártópad,
- emelő-toló hidraulikus berendezés,
- teflon csúsztatósaruk,
- szerelőcsőr,
- az oldalvezetés eszközei,
- ideiglenes jármok.

Az előretolt felszerkezeti elemeket (zömöket) mindig egy helyen, a gyártópadban készítik. Ez a gyártási technológia igen nagy geometriai pontosságot biztosít a teljes felszerkezet hossza mentén.

Az előretolás a zömgyártások ütemében, szakaszos, teflonbetétes csúsztatósarukon. Az előretolást hidraulikus előretoló sajtókkal végzik. A toló-berendezéseket felszerkezetenként két-két pilléren helyezték el.

A felszerkezetet előrehaladás közben oldalvezető görgőkkel tartották tengelyirányban.

A felszerkezet igénybevételeinek csökkentésére acél szerelőcsőrt tettek a híd elejére, amit az utolsó nyílásban le kellett szerelni. Az utolsó nyílásban lévő ideiglenes járom csak a szerelőcsőr fokozatos leszerelése miatt vált szükségessé.

A szakaszos előretolási technológia teszi lehetővé, hogy a tervezett feszített vasbeton felszerkezetek tetszőleges akadályok felett, pontos geometriával határidőre, jó minőségben készüljenek el.

A II. völgyhíd csupán 200,00 m hosszú, de a kivitelezési technológiát vizsgálva minden tekintetben hasonlóan készítették, mint a nagy völgyhidat.

## **Próbaterhelés [Vörös (2001)]**

A magyar vasút legnagyobb és legkorszerűbb hídjának építését kiemelt gondosság, odafigyelés jellemezte. Így volt ez a hidak próbaterhelésének előkészítésénél és végrehajtásánál is. A próbaterhelési tervek alapján, amit többszöri egyeztetést követően a Közlekedési Főfelügyelet hagyott jóvá, olyan próbaterhelés készült, melynek eredményei nemcsak a szabályzati előírásokat elégtük ki, hanem a hasonló hídszerkezetek tervezéséhez és üzemeltetéséhez is hasznos adatokat szolgáltatnak. Az előkészítés során arra törekedtek, hogy a mért adatokat szinte teljes egészében automatikusan rögzítsék, kiküszöbölve ezzel a nagyszámú leolvasásnál felmerülő véletlen hiba



lehetőségét. Ezen túlmenően igyekeztek a mérési metodikát úgy meghatározni, hogy a különböző mérési adatok kontrollálhatók legyenek.

A magyar hídépítésnél itt alkalmaztak először olyan mérőcellával egybeépített sarukat, amelyeknél a reakcióerő egy központi egységen bármikor leolvasható. A saruerő mérését elődeink már 1930-ban a dunaföldvári Duna-híd építésénél alkalmazták, de a digitális technika fejlődésével csak most vált lehetővé az automatizált központi leolvasás.

A szabadon vezetett kábelekben levő feszítőerő mérése is itt valósult meg először, nagyban növelve ezzel a tervezett százéves élettartam alatti biztonságot.

Az elvégzett vizsgálatok és a próbaterhelés alapján egyértelműen kijelenthető, hogy az új vasúti völgyhidak a vasúti forgalomra biztonsággal megfelelnek.

### **Betontechnológiai kísérletek [Tariczky (2001)]**

A magyar–szlovén vasútvonal műtárgyainak tervezett építési ideje 11 hónap volt, melyet sikerült teljesíteni. Szerencsésnek bizonyult, hogy már a pályázatra való felkészülés során elkezdték a betonkeverékkel kapcsolatos kísérleteket, így a helyszínrre település után a recepteket azonnal ki is próbálhatták. S mivel a szerkezetépítés nagy része a különösen hosszú és kemény téli hónapokra esett, a kiválasztott betonadalékszerrel összeférhető fagyásgátlót alkalmazva, a szerkezetet téli időszakban is építhették.

Jó betont, tartós betont előállítani csak megbízható technológiával lehet, melynek alapja a helyes alapanyag-kiválasztás, próbakeverés, illetve annak értékelése a követelmények ismeretében. Új betonadalékszer alkalmazása pedig csak megfelelő tapasztalat birtokában javasolható. Vizsgálandó a betonadalékszerek hatása különböző cementekkel a tartós beton előállítására érdekében.

A tender igen szigorú előírása volt mind az alépítményekre, mind a felszerkezetre vonatkozóan, hogy a víz-cement tényező  $\leq 0,4$ , és a beton konzisztencia 36–42 cm területű legyen a beton szilárdsági osztályától függetlenül. Ennek oka, hogy ezek a hidak a dízelvontatás miatt korrózióknak kitett szerkezetek.

A kísérlet eredményeként a rumi osztályozott *adalékanyagot* választották az abdai 0/2 frakcióval javítva. 0/1 frakció tisztasága rosszabb volt a 0/2 frakciónál.

A tender korlátozta a *cement* megválasztását. Csak a CEM I 42,5 jelű cementet engedélyezte.

Meg kellett vizsgálniuk a betonadalékszerekben lévő lehetőségeket is. Természetesen cél volt egyféle betonadalékszer alkalmazása minden betonkeverékhez. Ezért a szert úgy választották ki, hogy először az igen kényes **C35-24/KK-f50-vz4** jelű keverék összetételét határozták meg, amelynél a technológia által megkövetelt korai feszíthetőség a legszigorúbb követelmény volt, a kis zsugorodás és lassú alakváltozás mellett.

Az adalékanyag kiválasztását célzó kísérletsorozat után próbakeverékeket készítettek a KTI Kft. Beton Laboratóriumában különböző gyártók által ajánlott és for-



galmazott betonadalékszerekkel. Fajtája, szemmegoszlása, a cement mennyisége és minősége, illetve a víz-cement tényező azonos volt.

A betonadalékszereket a gyártók ajánlása alapján (a keverővízzel-, a keverővíz 50-70%-nak adagolása után, illetve a friss betonkeverékhez) adagolták, az általuk megadott mennyiségekben, miközben vizsgálták a betonkeverékek konzisztenciájának alakulását, annak időbeli változását.

Értékeltek az adagolás tartalékait, a víz-cement tényező csökkentése érdekében. Vizsgálták a testsűrűséget és a szilárdság alakulását 24-35-48 óras korban.

A receptúra kiválasztásakor a megnyugtatóan legtömörebb keveréket adó szert javasolták.

*Az elfogadott receptúra:*

Cement	hejőcsabai	CEM I 42,5	420 kg/m <sup>3</sup>
Adalékanyag	rumi	OH 0/4	38%
		OH 4/16	28%
		OH 16/24	24%
		OH 0/2	10%
Betonadalékszer	ab dai	Melment 4004	1%
Víz-cement tényező	v/c = 0,36		

Ez biztosította a 7 napos ciklushoz szükséges feszítés lehetőségét 24–26 óras korban.

A szakaszosan épített, egyenként 22,50 m hosszú elemet két ütemben betonozták. Az I. ütem az alsó lemez és a bordák, majd a második ütem a felső lemez betonozása volt.

A két ütemből az előírt 26 N/mm<sup>2</sup> minimális szilárdságot a II. ütemben készített felső lemeznek kellett teljesíteni. A hídrészeket a hídfők mögött elhelyezett gyártópadon készítették el (ezt jól tudták téliesíteni), majd az előírt szilárdság elérése után a zömöt megfeszítették, majd megemelve csúsztató bakokon, teflonlemez közbeiktatásával előretolták.

A munka befejezésekor a kivitelezés során elvégzett vizsgálatok eredményeit értékelve (1999. szeptember–2000. július közötti időszakban) az alábbi eredményeket kapták:

**C35-24/KK-f50-vz4** betonkeverék nyomószilárdsága 151 sorozat próbakockát értékelve:

nyomószilárdság átlaga	52,3 N/mm <sup>2</sup>
szórása	3,8 N/mm <sup>2</sup>
minősítő érték	$R_k = 44,3 \text{ N/mm}^2 > R_{k,nom} = 43 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{C40}$

A kis szórás azért is figyelemreméltó, mert a kemény téli időszakban és a forró nyárban is tartották a hetenkénti ciklust. A megvizsgált 48 sorozat vízzárósága és 51 sorozat fagyállósága szintén megfelelt.

Az elkészített szerkezetek minősítő vizsgálatával a tender szigorú elvárásainak teljesülését C25-24/KK-vz4 jelű keverékeknél is igazolták. Nevezetesen a C25-24/KK-vz4 betonkeverék nyomószilárdsága 49 sorozat próbakockát értékelve:



nyomószilárdság átlaga:	44,0 N/mm <sup>2</sup>
szórása:	2,2 N/mm <sup>2</sup>
minősítő érték:	$R_k = 39,5 \text{ N/mm}^2 > R_{k,\text{nom}} = 38 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{C25}$

### 33.2.5. A vasúti hidak tartóssága a szabályozás tükrében

[Balázs (1995)]

#### 33.2.5.1. Vasúti hidak a XIX. században

Az első vasút a Budapest–Vác vasútvonal volt, amelyet 1820-ban adtak át a forgalomnak. Ettől kezdve rohamos volt a vasútépítés és a vasúti hídépítés.

Az első hídépítésekre 1850-től az Osztrák–Magyar Monarchia területén valószínűleg azonos előírások voltak használatban. A vasút üzemeltetésére 1851-től magyar rendelet is volt. Az 1887-ben kiadott kereskedelmi miniszteri rendelet felépítésében már hasonlított a mai vasúti hídszabályzatokra. A hidak anyagaira megengedett feszültségeket adott meg, és előírásokat tartalmazott a hidak tervezésére, üzembe helyezésére és a hidak vizsgálatára. A méretezés során különbséget tettek az elsőrendű és a helyiérdekű vasútvonalak hídjai között. A múlt században hidak fő építőanyaga a fa volt.

Készítettek átereszeket (30–80 cm) öntöttvas csövekből, 1890-től betoncsövekből (0,6–1,0 m).

Boltozott átereszeket építettek kőből vagy téglából 2–12 m nyílás áthidalására. A boltozott hidakat később betonból is építették.

Nagyobb hidakat hegeszvasból építettek, amelyre az előírt szakítószilárdság 360 MPa volt. Az acélgyártási eljárások elterjedésével a kovácsolt és hengerelt acél használata, 1890-től a Martin-acél terjedt el.

Az 1889 előtt érvényes előírások csak az acél szakítószilárdságát és a kontrakcióját írták elő.

#### 33.2.5.2. Vasúti hidak szabályozása a század elején

[Nemeskéri-Kiss (1995)]

A század eleji hidakat az 1893. évi előírások alapján méretezték. Azonban az acélgyártás gyors fejlődése új előírást tett szükségessé. Elsősorban Zelovich Kornél és Seefehlner Gyula tudományos tevékenységére alapozva jelent meg a kereskedelemügyi m. kir. miniszter 30.666/1906. sz. rendelet alapján *Szabályrendelet a vasúti hidak vasszerkezetének tervezéséről, méretezéséről, megerősítéséről és időszakos*



vizsgálatáról, melyet Nemeskéri Kiss Géza az *első vasúti hídszabályzat*nak tekint. Igaz, hogy ez csak az acélhidakra vonatkozott.

A századfordulóval vette kezdetét a mai értelemben vett vasbeton térhódítása. 1909-ben jelent meg a Magyar Mérnök- és Építész Egylet által kiadott *első vasbetonszabályzat*, melyet 1914-ben változatlanul újra kiadtak. Az előírás címe *Szabályzat vasbetétes betonszerkezetek tervezése, és építése tárgyában*. A PÁTRIA Irodalmi Vállalat és Nyomdai Részvénytársaság nyomdájában készítették. Ebben a szabályzatban csak annyi megkülönböztetés található a vasúti hidakról, hogy a mozgó terhelés szorzóját vasúti hidak méreetszámításában 1,4-re kell felvenni, szemben a közúti hidak 1,3 szorzójával.

A szabályzatok alapján indult meg a mintatervek készítése, de a vasúti hidász szakszolgálat mintatervektől eltérő beton- és vasbeton hidakat is tervezett (keskeny nyomtávú kerethíd) a Nyíregyháza–Dombrád vasútvonalon, a sinkai viaduktot, az érdi háromcsuklós betonhidat.

### 33.2.5.3. A szabályozási munka 1930 és 1950 között

A következő szabályzat a *Magyar Mérnök- és Építész Egylet vasbetonszabályzata 1931*, melyet a Királyi Magyar Egyetemi Nyomda adott ki. Az anyagokra vonatkozó főbb előírásai: vasúti hidak méretezéséhez megadta az anyagjellemzőket, a kavicságy minimális vastagságát (30 cm), valamint a tehereloszlást a talpfák alatt.

A szabályzatot Mihailich Győző elnökletével bizottság dolgozta ki.

A MÁV igazgatóság 91.396/1943. sz. rendeletével a vasúti vasbeton hidak építésére, az 1931. évi vasbetonszabályzat, a vonatkozó országos szabványok és egyéb rendeletek alapján *Végrehajtási Utasítást (VU)* adott ki. Ez volt az első VU, és ezt később még négy bővített kiadás követte. Ebben finomították a hídépítés anyagaira, a beton készítésére, a kész beton jóságának megítélésére és a híd forgalomba helyezésére vonatkozó előírásokat.

Ezt a *Végrehajtási Utasítást* a Közlekedés- és Postaügyi Miniszter 7680/C/1950. I. 10/A. sz. rendeletével módosították (*II. bővített kiadás*, jele: H. 2. sz.). A VU vasúti vasbeton hidak, valamint sínbetétes és tartóbetétes teknőhidak, továbbá beton hídfalazatok építésére terjedt ki. Az utasítás a jó minőségű beton készítésére vonatkozó szabályzatok és szabványok rendelkezéseinek az építés végrehajtására vonatkozó részletes összefoglalása a vasúti hidászok és a MÁV számára építő nemzeti vállalatok dolgozói és szervei számára azzal a céllal, hogy az építési munkákat gazdaságosan és amellet gyorsan végezhessék el. *Az utasítás feladata, hogy 5 éves terüünk eredményes végrehajtását segítse, tág teret engedjen az új munkamódszerek alkalmazásának, hozzájáruljon a szovjet tapasztalatok alkalmazásával a szocializmus építéséhez.*



Míg az előző VU csak 31 oldal volt, ez már 104 oldalt tett ki. A VU részletezi a felelősséget az építés egészére vonatkozóan. Csak az MNOSZ 521 szerinti C500-as és C600-as cementek használatát engedte meg. Részletesen szabályozta a cement átvételét, vizsgálatát. Először szerepelnek a szemmegoszlási határgörbék, az Abrams-modulus, a habarcs és a beton hézagtelítettsége. A beton készítése c. fejezetben szerepel a bedöngölési tényező, a víz-cement tényező. A konzisztenciát roskadás- és területméréssel jellemezték. Nagyobb építkezéseknél a kézi keverést már nem engedték meg. A kézi döngölés mellett megjelent a tű- és lapvibrátoros bedolgozás. Nagy súlyt helyeztek a friss beton védelmére, a munkahézagokra, a mintaállvány készítésére és elbontására. A beton jószágának a megítélésére az előzetes, az ellenőrző és a tájékoztató kockapróbát használták, a próbavételt és a vizsgálatot részletesen szabályozták. A betonminőség ellenőrzésére használták még a vasalt gerendapróbát és a beton húzószilárdságának az ellenőrzésére a vasalatlan gerendapróbát. Mindegyiket részletesen szabályozták. Külön fejezet foglalkozott az acélbetétek hajlításával és toldásával. Külön fejezetet szenteltek a téli betonozásnak.

#### 33.2.5.4. Szabályozás a II. világháború után

A II. világháború után külön készítették a Közúti Hídszabályzatot, a Vasúti Hídszabályzatot és a magasépítésekre vonatkozó szabályzatot.

A Vasúti Hídszabályzatot (1951) a közlekedésügyi miniszter hagyta jóvá.

A Vasúti Hídszabályzat előszavában a következők olvashatók: Az ország felszabadulása után a Magyar Államvasutak az 1945. évben megkezdte egy olyan új, korszerű vasút hídszabályzat előkészítését, mely egyrészt az addigi tervezetben foglaltakon kívül a vashidak gyártását, szerelését, forgalomba helyezését és azok üzemben tartásával kapcsolatos egyéb teendőket is részletesen szabályozza, másrészt pedig a vasanyagokon kívül egyéb (kő, beton, vasbeton, fa stb.) anyagú hidak tekintetében is mértékadó előírásokat tartalmaz és egyaránt kiterjed a MÁV szabványos nyomtávú vonalain felül a többi közforgalmú, korlátolt közforgalmú és nem közforgalmú szabványos nyomtávú, úgyszintén keskeny nyomtávú vasutakra is.

Az előkészítő munkákat az 1945. évben *Gerő* Ernő közlekedésügyi miniszter rendelete alapján a Magyar Államvasutak igazgatóságánál megszervezett vasúti hídépítési és hídfenntartási főosztály végezte *Kováts* Alajos okl. mérnök, MÁV főigazgató vezetésével.

Az új, korszerű, a vasúti hídépítés minden terére kiterjedő vasúti hídszabályzat eredeti szövegét *Korányi* Imre műszaki egyetemi nyilvános, rendes tanár vezetése alatt álló bizottság készítette.

Az eredeti szöveget átvizsgálta és a szükséghez képest módosította a *Gerő* Ernő közlekedésügyi miniszter 1947. évi október hó 28-án kelt 50.384/L.a-1947. sz. ren-



delete alapján összeállított bizottság *Cholnoky* Tibor műszaki egyetemi tanszékvezető intézeti tanár vezetésével.

A szabályzat szövegének végleges átvizsgálását és megállapítását *Bebrits* Lajos közlekedés- és postaügyi miniszter 1950. évi november hó 6-én kelt 7680/C/17/1950-I/10.B. sz. rendelete alapján a következő bizottság hajtotta végre: *Kováts* Alajos a Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium (KPM) I. (vasúti) főosztálya 10. (vasúti hídépítési és hídfenntartási) szakosztályának vezetője, MÁV főigazgató mint elnök; *Cholnoky* Tibor műszaki egyetemi tanszékvezető intézeti tanár mint az elnök helyettese; dr. *Schwertner* Antal műszaki egyetemi magántanár, *Petz* Jenő, *Dénes* Emil, *Nováki* Ernő, *Dénes* Oszkár és *Szépe* Ferenc, az Államvasutaknál szolgálatot teljesítő okl. mérnökök mint előadók; *Sebestyén* Andor okl. mérnök a KPM I/6 (vasúti pályafenntartási és építési) szakosztályának, *Szentgyörgyi* Károly és *Kereszti* Péter okl. gépészmérnökök a KPM I/7. (vasúti gépészeti és vontatási) szakosztályának, *Szilbereky* Béla okl. gépészmérnök a KPM I/8. (vasúti forgalmi) szakosztályának, *Kollai* János okl. mérnök a KPM I/9. (vasúti távközlő és biztosító berendezési) szakosztályának, *Papp* Tibor, *Felkai* János, *Szidarovszky* János okl. mérnökök a KPM I/10. (vasúti hídépítési és hídfenntartási) szakosztályának megbízottai; dr. *Vásárhelyi* Boldizsár műszaki egyetemi nyilvános rendes tanár és *Kézdi* Árpád műszaki egyetemi intézeti tanár a Műszaki Egyetem részéről, *Szegő* Ferenc okl. mérnök a KPM XI. főosztályának megbízottai; dr. *Feimer* László ezredes, műszaki egyetemi magántanár, a Honvédelmi Minisztérium megbízottja; *Tusák* István okl. gépészmérnök és dr. *Varga* Kálmán műszaki egyetemi magántanár a Kohó- és Gépipari Minisztérium megbízottai; *Sávoly* Pál és *Péter* Lajos okl. mérnökök a Mélyépítési Tervező Vállalat megbízottai; *Tantó* Pál okl. mérnök, az Építéstudományi Intézet megbízottja; *Massányi* Károly okl. mérnök a MÁVAG Mozdony- és Gépgyár megbízottja; *Lengyel* József és *Balázs* János okl. mérnökök a Magyar Waggon- és Gépgyár megbízottai.

A szabályzat az új szovjet és más külföldi vasúti hídszabályzatok ismeretében, azok határozmányainak szem előtt tartásával készült.

Ez a szabályzat 326 oldal terjedelmű. Főbb fejezetei:

1. A szabályzat érvénye	2 oldal
2. Általános előírások	16 oldal
3. A hidakra ható erők számítása	21 oldal
4. A statikai számítás alapelvei	10 oldal
5. Különleges előírások az altalajra és az alapozásokra	20 oldal
6. Különleges előírások vasszerkezetű hidakra	120 oldal
7. Különleges előírások kő-, beton- és vasbeton szerkezetű falazatokra és hidakra	52 oldal
8. Fahidakra vonatkozó előírások	30 oldal
9. A vasúti hidak forgalomba helyezése, fenntartása és nyilvántartása	27 oldal



Az új szabályzatban a méretezés alapelve az egyenlő biztonság. A megengedett feszültség helyét a határfeszültség, a megengedett igénybevétel helyét a határ-igénybevétel foglalta el. Ez vonatkozik valamennyi építőanyagból épített hídszerkezetre.

Az új szabályzatban helyet kaptak a hegesztett acélszerkezetek, a hegesztett betonacélok.

A betont – minőségi szempontból – az előírt legkisebb 28 napos kockaszilárdsággal jellemezték. A szabályzat B100, B140, B200, B300, B400 és B600 jelű betonokat különböztetett meg, a szám a szabványos 28 napos szilárdság legkisebb értékét jelentette. Ezek a betonok elsőként ösztönöznék a nagy szilárdságú betonok használatára (a másik két szabályzatéval csak részben egyeztek meg).

Az acélbetétek húzó-határfeszültségei

betonacélra	195 MPa (1950 kg/cm <sup>2</sup> )
A.49.29.12. jelű acélra	235 MPa
A.50.35.12. jelű acélra	250 MPa
csavart acélra	250 MPa

A vasbeton betonjának határfeszültségei, MPa	B220	B300
	jelű betonra	
Központos nyomásból, ha kihajlási veszély nincsen, nyomásra.	6	8
Hajlításból, illetőleg külpontos nyomásból vagy húzásból, nyomásra.	8	11
Repedésmentesség vizsgálatánál hajlításból, illetőleg külpontos nyomásból vagy húzásból, húzásra	2,2	3
Központos vagy kis külpontoságú húzásból, húzásra	1	1,5
Hajlításból vagy csavarásból származó nyírásra	1,5	2
A nyíróerő olyan határértékének megállapításához, amely mellett lemezben felhajlított vasat vagy kengyelt még nem kell alkalmazni nyírásra	0,6	0,8
Az acélbetét és a beton közötti felületi kötésre	0,8	1

A szabályzat foglalkozott a tartóbetétes (merev acélbetétes) szerkezetek, az együttműködő szerkezetek és az előfeszített vasbeton szerkezetek tervezésével. Utóbbiak ebben a hídszabályzatban jelentek meg elsőként. Az előfeszített betonok B600 jelűek voltak, a hajlító-húzó szilárdság alsó határát 6 MPa-ban rögzítették. Az előfeszített vasbeton tartó mértékadó igénybevételeit  $n = 1$  biztonsági tényezővel számítva a beton határfeszültsége nyomásra nem lehetett nagyobb sem előfeszítéskor, sem a hasznos teher alatt a beton kockaszilárdságának egyharmadánál, illetve 20 MPa-nál. A szélső szakban a húzófeszültséget nem engedték meg. Az utófeszített szerkezetek alkalmazását miniszteri engedélyhez kötötték.

Bár az 1951. évi Vasúti Hídszabályzat az európai élvonalhoz tartozott, a tudományos ismeretek fejlődése, a külföldi és hazai vizsgálatok tapasztalatai, valamint az



UIC (Nemzetközi Vasútegylet) ajánlásai szükségessé tették a hídszabályzat korszerűsítését.

A szabályozási munka eredménye az 1976. évi Ideiglenes Vasúti Hídszabályzat lett. Nem országos szabályzatként jelent meg, hanem csak a KPM Vasúti Főosztály hagyta jóvá, és hatálya csak a Vasúti Hídosztály engedélyezési hatáskörébe utalt vasúti hidakra terjedt ki.

Az 1980-as évek elején a Közúti és a Vasúti Hídosztály megegyezett abban, hogy a közös érdekeltégű szabványokat ágazati szabványként adják ki. Egymás után jelentek meg ezek a szabványok. A vasúti hidakra vonatkozó többlétszabályozást külön füzetekben tervezték kiadni, erre azonban nem került sor.

A vasútügyek 1983–84. évi szabályozása, a Közlekedési Főfelügyelet Vasúti Felügyelet megalakítása, a MÁV Vezérigazgatóság vállalati profiljának a kialakítása, tehát a vállalati és a hatósági feladatok különválasztása jelentős szabályozási kérdéseket vetett fel.

A vasúti műszaki és üzemviteli szabályozás többnyire teljes részletességgel MÁV utasításokban jelent meg. A Vasúti Felügyeletnek ezekre támaszkodva gyakran problémát okozott, hogy milyen mélységig kérheti számon ezeket az utasításokat. Mindent összevetve szükségessé vált a hatósági elvárásokat (és csakis azokat) tartalmazó műszaki-üzemviteli szabályzat kiadása.

A Közlekedési Főfelügyelet Vasúti Felügyelet (*Kemenes Arzén*) kezdeményezésére 1994-ben megjelent az Országos Vasúti Szabályzat, amelynek első kötete az országos közforgalmú vasutakra, a második kötetet a helyi közforgalmú vasutakra tartalmaz tartós és általános szabályozást. Az eredeti szabályozási feltételek szerint a részletesebb szabályokat ágazati szabályzatok, szabványok, műszaki előírások, vállalati utasítások tartalmazzák majd. Ezek kidolgozása megkezdődött. A vasúti hidak vonatkozásában ezek az MSZ 07-3702 szabványra és az 1976. évi Ideiglenes Vasúti Hídszabályzatra épülnek.

Tehát közúti vonalon a Közúti Hídszabályzathoz, vasúti vonalon a Vasúti Hídszabályzathoz térnek vissza. Ez a helyzet 1994-ben. A Közúti Hídszabályzat készítésére már döntés született.

*Az Utasítás vasúti beton- és vasbeton hidak, valamint sín- és tartóbetétes teknőhidak, továbbá beton hídfalazatok építésére (a H.2. sz. utasítás III. bővített kiadása)* a Közlekedés- és Postaügyi Miniszter 1/29/1954-I/Híd. I. számú rendeletével 1955-ben jelent meg (140 oldal).

Új az utasításban a heterogén portlandcementek engedélyezése vasúti hidakhoz, és a C500, C400, C300 jelű cementek felhasználási területeinek a megadása. Az utasítás részletesen kitért a cementek vizsgálatára és minősítésére, az egy próbavétellel jellemezhető tétel nagyságára.

Az utasítás igyekezett minél több segítséget adni az adalékanyag szemmegoszlásának és a betonösszetételnek a tervezéséhez. A cementmennyiség meghatározásához az ideális szemmegoszlási görbék felhasználásával adtak meg táblázatot.



Megengedték a nagy szilárdságú zúzott adalékanyagot, de csak természetes homok vagy homokos kavics hozzáadásával. Nagyobb tömegű betonépítményben (pl. hídfők, alapok, pillérek) megengedték az úsztatott kő használatát.

Az előírt betonfedés vasbeton lemezek acélbetéteinél és kengyeleknél legalább 1 cm, egyéb szerkezeti részek acélbetéteinél legalább 2,0 cm, füstgázoknak kitett vasbetonban 2,5–3,0 cm, agresszív talajban, talajvízben legalább 4,0 cm volt.

Az Utasítás segédletet tartalmazott a kiállványozás időpontjának megválasztására, különböző hőmérsékleten tárolt, különböző cementfajtákkal készített betonok szilárdulási folyamatának a becslésére, az elvégzendő betonvizsgálatok terjedelmére, a betonvizsgálati bizonyítványra, a téli betonozásra, a víz alatti és az agresszív talajvízbeni betonozásra.

A H.2. sz. *Utasítás vasúti beton- és vasbeton hidak építésére* (IV. bővített kiadás) a Közlekedés- és Postaügyi Miniszter 122.800/1966. számú rendeletére 1967-ben jelent meg. Az 1955. évi III. kiadástól a következőkben tért el:

Új fejezetek tárgyalták az előregyártásra, a szigetelésre és a különböző falazat-, rézsű-, illetve mederburkolatokra vonatkozó előírásokat. Új szövegezésben jelent meg az acélbetétekre, valamint az agresszív talajban, illetve talajvízben való betonozásra vonatkozó előírás. Az Utasítás röviden összefoglalta az útépitéséknél szabadon tartandó térre és általában a vasúti forgalom biztonságára vonatkozó előírásokat.

A III. kiadásban foglalt előírásokat felülvizsgálták és azokat a tapasztalatokkal, valamint az időközben megjelent országos szabványokkal összehangba hozták.

Az új kiadásból elhagyták a beton- és vasbeton hidak forgalomba helyezésére vonatkozó fejezetet, mivel azzal külön rendelet foglalkozik.

Az új Utasítás is követte a megelőző utasítások szellemét. Nemcsak az utasításokat közzétették, hanem magyarázatokat is adtak, hogy segítsék az utasítást használókat a minél könnyebb megértésben és a szakszerű alkalmazásban.

Az előregyártás leírása kiterjedt az átereszekre, a teknőhidak áthidaló szerkezetére, valamint a kerethidakra.

A H. 2. sz. *Utasítás a vasúti beton- és vasbeton hidak építésére* (V., átdolgozott kiadás) a MÁV Vezérigazgatóság vezetőjének 112.881/1983. számú jóváhagyásával 1984-ben jelent meg.

Az új Utasítás kiadását indokolta az, hogy az Utasítás 1967-ben megjelent IV. kiadása óta lényegesen megváltoztak a hídépítésekre vonatkozó szabványok, módosultak az alapanyagok, betonfajták jellemzői, minőségi követelményei, megváltoztott ezek megnevezése, vizsgálata és minősítésének módja. Bevezették az SI-mértékrendszert. Új technológiákat vezettek be.

Néhány az Utasításban rögzített változások közül:

Megváltozott és bővült a *cementek* fajtája, jelölése és vizsgálata. Pl. a C600 pc helyét a 450 pc foglalta el.

A természetes homokos kavicsot osztályokba sorolták, és a termékfajtákat az agyag-iszap tartalom és a tisztaság szerinti osztályokkal jellemezték. A természetes



*adalékanyag* szemmegoszlásának a javítására megengedték a KZ jelű fagyálló kőzetek használatát. E termék megnevezésének tartalmaznia kellett a kőzetzfizikai csoport (pl. A, B vagy D), a termékosztály (pl. KZ), a szemalak (pl. n) jelét, a kőzet kőzettani megnevezését (pl. zalahalápi bazalt), a termék névleges szemmagysághatárait (pl. 12/20) és a szabvány számát (pl. MSZ 18291).

Az Utasításban megjelentek az *adalékszerek és a felületi kezelőszerek*.

Az 1967. évi IV. kiadásban csak két *betonacélfajta* (36.24 B és 50.35 B jelű) szerepelt, az új Utasításban már nyolcféle (B.38.24, B.50.36, B.55.40, B.60.40, B.60.50 S, B.60.50 és B.75.50 jelű).

*Megváltozott a betonok jelölése.* A beton jelében (pl. C16) az átlagszilárdság helyett az 5% alulmaradási valószínűségű küszöbérték szerepelt, és a jelben lévő szám nem kockaszilárdságot, hanem 15 cm átmérőjű, 30 cm magas hengeren meghatározott nyomószilárdságot jelentett MPa-ban. A különböző nyomószilárdsági osztályok már megegyeztek bármilyen (nem csak vasúti) vasbeton szerkezetre. Az Utasítás arra az esetre is minősítési értékeket adott meg, ha a betont nem hengeren, hanem 15 vagy 20 cm élhosszú kockán minősítik.

Az Utasítás megadja, hogy az egyes hídszerkezeti elemekhez milyen jelű betont (vasbetont) kell előírni, milyen legyen a beton konzisztenciája, milyen cementet, adalékanyagot kell használni.

Az Utasításban megjelent a *transzportbeton*. A hagyományos zsaluzatok mellett szerepelnek a *táblás zsaluzatok*. Először szerepel a *lövellt beton*, a *szivattyúzott beton*, a *prepakt beton*. Táblázatok szolgálnak segítségül a betonminőség és a cementfajta megválasztásához a talaj szulfáttartalma függvényében.

Megváltozott a *beton minőség-ellenőrzésének a rendszere és módszere*.

Új fejezet foglalkozik a *beton és vasbeton korrózió elleni védelmével*.

Az Utasításban szerepel a kéregbeton és földművek védelme előre gyártott lapburkolattal.

1994. év végéig új VU-t nem adtak ki.

### 33.3. Előre gyártott vasbeton csatornahidak

[Balázs (1995), Bartyik (1974)]

Magyarország csatornahálózata kb. 90 000 km. Ha 3 km-enkénti átjárást akarunk biztosítani, akkor 30 000 híd kellene [Bartyik (1974)].

Különböző típusokat próbáltak ki, majd a fordított U keresztmetszetű előre gyártott főtartót ítélték a legjobbnak.

Kisebb nyílások esetén csőátereszek használhatók átjáró hidaknak, 10 m vagy annál nagyobb nyílások esetén sorba kapcsolt kis kéttámaszú hidakkal vagy más módon oldható meg az áthaladás.



Mivel e hidakat a mezőgazdaság járművei és munkagépei is használják, nemcsak gyalogosok, ezért ezeket a Közúti Hídszabályzat szerinti C terhelési osztályba kell sorolni. A hídpályaszélesség 3,80 m, kétoldalt 1,25 m széles gyalogjárda.

Az alépítményt cölöpözéssel kellett megoldani a csatornaszelvény szabadon hagyásával. A várható kis forgalom miatt a kapcsolatoknak nem a közúti hidaknál szokásos 2 milliószoros, hanem csak 400 ezres terhelésméltásra kellett megfelelniük.

A kísérleti építkezés a Dél-dunántúli Vízügyi Igazgatóságnál folyt. A kísérleti építkezésnél a híd megválasztásának szempontjai a következők voltak: az elemek a rendelkezésre álló eszközökkel szállíthatók, egyszerűen gyárthatók, könnyen és gyorsan beépíthetők legyenek, minimális legyen a helyszíni munka, az építési és fenntartási költség.

Az alépítmény 30×30 cm-es cölöpökből, azokra fektethető előre gyártott fejgerendákból állt. A hídfőkre 1,0×2,0×0,15 m méretű kiegyenlítő lemezek támaszkodtak. A megoldások:

Acél I-tartóval együttdolgozó előre gyártott vasbeton pályalemez.

A kiindulási feltételeket kielégítő változatok közül az alábbiakat vizsgálták meg:

Az acél főtartókra helyezték a 2,00×5,20 m méretű, 3 cm vastag kopóréteggel ellátott pályalemezt. Az acéltartó és a pályalemez közötti kapcsolatot az acéltartókra hegesztett spirális vasalással biztosították.

Az elemek száma 7, az előregyártás mértéke 95%-os volt.

Előre gyártott, előfeszített FT jelű gerendákkal együttdolgozó előre gyártott vasbeton pályalemez. A két tartó együttdolgozását az FT-tartókból kiálló acéltüskékkel érték el, amelyek belenyúltak a pályalemez kihagyott lyukaiba. A járdaelemeket is hasonlóan kapcsolták a hídpályalemezhez. Az együttdolgoztatást a lyukak kibetonozása útján érték el. Előfeszített FT-tartót csak a keréksáv alatt építettek be. Az elemek száma 7, az előregyártás mértéke 87% volt. Előnye, hogy a főtartók szokásos gyári termékek. Hátránya, hogy a helyszíni betonozás több az *a*) alattinál.

Fordított U keresztmetszetű, hosszcsuklókkal összekapcsolt előre gyártott szerkezet. A főtartók felső 3 cm-es rétege kopóbeton. Az 1 m széles elemek közötti hosszcsuklóba spirális acélt helyeztek és bebetonozták. A tartókat csavarkapcsolattal kapcsolták egymáshoz. A járdaelemeket a bennük kihagyott réseken át az U-tartók hosszézágaiba horgonyozták le. Az U-tartókat a fejgerendákon 5 mm vastag keménygumira támasztották.

Az elemek száma 5, a szerkezet előregyártásának a mértéke 98%-os volt. Hátránya az U-tartók nagyobb súlya előbbieknél.

Az előre gyártott járda minden típusnál azonos volt, az elemek mérete 2,00×1,25 m.

A tervezői és a kivitelezői tapasztalatok szerint az U keresztmetszetű előre gyártott főtartót ítélték legjobbnak, mivel legkevesebb az elemszám, legnagyobb az előregyártás mértéke, egyszerű az elemkapcsolat, és az ÉTI vizsgálati szerint a hosszcsukló jó együttdolgoztatást eredményez, a fenntartási igény minimális, a költségek a legkisebbek, részleges teherviselésre azonnal igénybe vehető.

A kísérleti híd 1975-ben építették a Gyöngyös Ny-i ág 5+870 km szelvényében Kisdobsza határában. A híd 1992-ben is használták.

A hídszerkezet a Víziterv szolgálati találmánya (OTH lajstromszám: 171126). Az elemek gyártására, szerelésére és a tervek helyszínre alkalmazására a Dél-dunántúli Vízügyi Igazgatóság Pécs, az Alsó-Tisza vidéki Vízügyi Igazgatóság Szeged és az Észak-magyarországi Vízügyi Igazgatóság Miskolc kötött szerződést a Vízitervvel 1975-ben.

A Víziterv 1978-ban az előre gyártott vasbeton csatornaátjárók mintaterv-variációját bővítette:

kétnyomú, 200 kN teherbírású (6,80 m kocspálya-szélesség + 2× 1,25 m járda), kétnyomú, aszfaltburkolatú, 200 kN teherbírású változatokkal.

A Dél-dunántúli Vízügyi Igazgatóság megbízására a Víziterv 1978-ban átvizsgálta a típustervet, és alkalmassá tette 600 kN teherbírás viselésére.



## 34. A szálak szerepe a beton- és vasbetonépítésben

### 34.1. Szálerősítésű beton

#### 34.1.1. Fogalma

[Balázs (1994)]

A beton közismerten rideg anyag. Minél nagyobb szilárdságú, annál ridegebb. Felmerült a gondolat, hogy a beton tulajdonságait szálerősítéssel javítsák meg.

A szálerősítésű anyagok gondolata évezredekre nyúlik vissza. Már az egyiptomiak szalmát és állati eredetű szőrszálakat keverték az agyaghoz, hogy annak szívósságát és tartósságát növeljék. Hazánkban is sok lakóházat építettek hasonlóan szalmaerősítésű agyagból, amit vályognak neveztek.

Legrégibb – iparilag előállított – szálerősítésű cementkötésű anyag az azbesztcement, amelyet mintegy 8 évtizeden át sikerrel alkalmaztak.

#### 34.1.2. Rövid történeti visszatekintés

[Balázs (1994), Balázs L.–Polgár (1999a)]

Mai felfogásunk szerinti acélszál-erősítésű beton elméleti-műszaki alapjait *Romualdi* és *Batson* (1963) tanulmánya rakta le. Az acélszál-erősítésű betont *Romualdi* szabadalmaztatta 1965-ben *Wirand* elnevezéssel.

Könyv alakban – angol nyelven – megjelent áttekintő művek: *Hannant* (1978), *ACI* (1987), *Reinhardt* és *Naaman* (1991) *Balaguru* és *Sháh* (1992), *Naaman* és *Reinhardt* (1995), *Kovács–Balázs L.* (2004).

A szálerősítésre vonatkozó gyakorlati ismereteket (1980–ig) *Balázs* György foglalta össze [*Palotás–Balázs* (1980)]. Az acélszál-erősítésről kitűnő könyv jelent meg *Szabó* Ivántól (1976), amely részletesen elemezte mind a szálerősítésre vonatkozó elméleti ismereteket, mind összefoglalta a gyakorlati alkalmazási példákat. *Szabó* Iván nevezte el az acélszál-erősítésű betont *acélhajbeton*nak.

A Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok Tanszékén már 1966-ban (a külföldi szakirodalmi adatok értékelése után) kísérleteket végeztünk az iparban akkor beszerezhető kör keresztmetszetű polietilén (PE), poliamid (PA) és polipropilén (PP) szálaknak, valamint salakgyapotnak, üveggyapotnak, acélhuzal-vagdáléknak a betonba, illetve habarcsba való belekeverésével elérhető szilárdságnövekmény tisztázására [*Balázs–Erdélyi* (1970)].

A Mélyépítő Vállalat 1972-ben kezdte meg az acélhaj-erősítésű SIOME csövek gyártását Szabó Iván irányításával. A gyártás megkezdése előtt kísérleteztek.

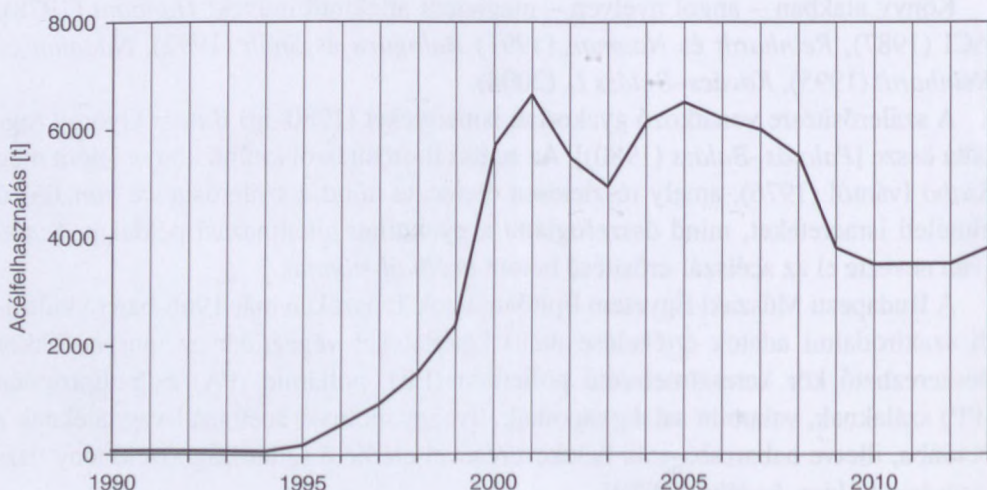
Az első tömeges acélszál-erősítésű betont a SIOME cső gyártása során valósították meg, ahol 80 km hosszú, 60 000 m<sup>3</sup> szálerősítésű betont állítottak elő.

Hazánkban az első nagy tömegű acélszál-erősítésű betonpadlót 1989-ben a Suzuki esztergomi autógyárának szerelőcsarnokában DRAMIX acélszállal készítették. 1989 és 1999 között közel 1 millió m<sup>2</sup> ipari padlót készítettek hazánkban acélszál-erősítésű betonból évente.

A polipropilén szálak kör keresztmetszetű vanofil vagy fibrillált szál formájában használták fel. Mivel a cementtel a kötés csak mechanikai úton érhető el, ezért a fibrillált szálak a megfelelőek. A bedolgozhatóság érdekében a maximális szálmennyiség 1 V% lehet. A szál csak a beton megrepedése után fejt ki hatását. Egyrészt a beton dinamikus hatásokkal szembeni ellenállását növeli. Előnyei miatt 1969 óta évente kb. félmillió cölöphéjat gyártottak PP-szálerősítésű betonból Angliában. A cölöpökhöz szükséges nagy ütőszilárdságot 0,5 V%-nyi, 40 mm hosszú szálakkal érték el.

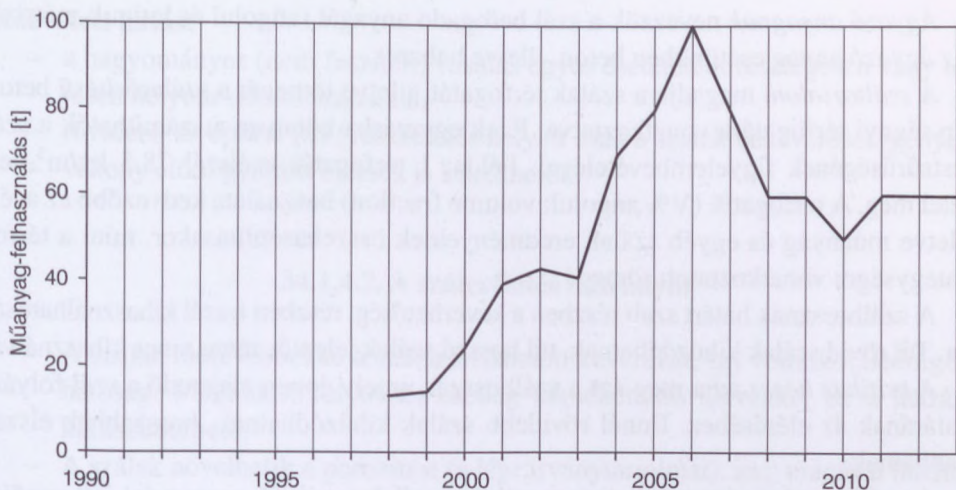
Hazánkban a Kaposplast Kefe és Műanyagipari Vállalat POLITON márkanéven kizárólagos joggal gyártott polipropilén anyagú, monoaxiálisan orientált, keresztmetszetileg periodikusan deformált és felületileg érdesített szálakat, amely pászmban, sodortan vagy sodratlanul, de mindenesetre aprítva került felhasználásra cementkötésű építőanyagok tulajdonságainak javítására. A terméket az MTA Természettudományi Kutatólaboratóriumainak 5245/87 alapszámú találmánya alapján állították elő [Dezsényi (1988)].

A kutatók a vizsgálatok túlnyomó többségében a szálak és a szálerősítésű beton mechanikai jellemzőit vizsgálták. Aránylag kevés vizsgálati eredmény van, amely a



34.1. ábra. Magyarországon beépített acélszálak mennyisége 1990 és 2013 között [Balázs L. (2004) Polgár László és Csorba Gábor adatszolgáltatásával]





**34.2. ábra.** Magyarországon beépített műanyagszálak mennyisége 1998 és 2013 között  
 [Balázs L. (2004) Polgár László és Csorba Gábor adatszolgáltatásával]

szálerősítésű betonból készített szerkezeti elemekkel foglalkozik. A legnagyobb lemaradás a szálerősítésű beton viselkedésének modellezésében tapasztalható. Általános érvényű modellek világviszonylatban is alig vannak. Ebből következik, hogy szabványosításban is jelentős a lemaradás.

Elsősorban az acélszálát és a műanyag szálát használják fel. Az azbesztszál használatát egészségi okokból betiltották. A 80-as években nagy mennyiségű üvegszálát használtak fel. Azonban ezek nem bizonyultak alkáliállóknak. Azóta kifejlesztettek alkáliálló üvegszálakat is. A szén és az aramid szálak használata a közelmúltban kezdődött el. Széles körű alkalmazásuknak jelenleg viszonylag magas árak szabhatárt.

A Magyarországon beépített acélszálak és műanyag szálak mennyiségének alakulását a 34.1. és a 34.2. ábra szemlélteti.

### 34.1.3. Fogalmak

[Balázs L.–Polgár (1999a)]

Új anyagok megjelenése esetén új fogalmat is kell alkotnunk. A szálerősítésű betonok elterjedt angol nyelvű rövidítése FRC (Fiber Reinforced Concrete). A szál anyagát e szavak előtt tüntetjük fel, így kapjuk pl. az acélszál-erősítésű beton jelét (SFRC, S = steel). A polipropilén szálerősítésű beton jele (PPFRC), az üvegszál-erősítésű betoné (GFRC, G = glass), végül a szénszál-erősítésű beton jele (CFRC, C = carbon). Hazánkban használták még acélszálak esetén az acélhajbeton kifejezést is. Ezek a kifejezések napjainkban már ritkábban használatosak.

Ágyazó anyagnak nevezzük a szál befogadó anyagát (angolul és latinul: mátrix). Az ágyazó anyag esetünkben beton, illetve habarcs.

A száltartalom megadja a szálak térfogatát, illetve tömegét a szálerősítésű beton egységnyi térfogatára vonatkoztatva. Ezek egymásba könnyen átszámíthatók a szál testsűrűségének figyelembevételével. Példa: 1 térfogat% acélszál  $78,5 \text{ kg/m}^3$ -nek felel meg. A térfogat% (V% angolul: volume fraction) használata kedvezőbb az acél, illetve műanyag és egyéb szálak eredményeinek összehasonlításakor, mint a térfogategységre vonatkoztatott tömegé.

A szálhossznak határt szab részben a keverhetőség, részben a szál kihasználhatósága. Túl rövid szálak kihúzódhatnak, túl hosszú szálak jelentős része nincs kihasználva.

A kritikus hossz adja meg azt a szálhosszat, amely éppen elegendő a szál folyási határának az eléréséhez. Ennél rövidebb szálak kihúzódhatnak, hosszabbak elszakadhatnak.

A szálkarcúság (angolul: aspect ratio) a szálak egyik fő geometriai jellemzője, amelyet a szálhossz és a szálátmérő arányával fejezünk ki. Acélszálak karcúsága 50–100 tartományba esik. Műanyag szálak kis átmérője miatt karcúságuk ettől lényegesen eltérhet.

#### 34.1.4. A szálerősítés előnyei és hátrányai

[Balázs L.–Polgár (1999a)]

##### 34.1.4.1. A szálerősítés előnyei

###### **Közvetlen hatások:**

- nő a beton szívóssága (energiaelnyelő képessége) és egyúttal nő a beton duktilitása, törési összenyomódása, illetve szakadó nyúlása,
- berepedés után a beton húzó-, illetve hajlító-húzó szilárdsága nem csökken zérusra,
- nő a beton fáradási szilárdsága és lökésszerű teherrel szembeni ellenállása,
- csökken az előfeszített tartók feszítő betéteinek erőátadási hossza és tartóvégi behúzódása,
- jobban szétosztja a repedéseket, mint a hagyományos vasalás,
- csökken a berepedt keresztmetszeten átfolyó víz mennyisége,
- csökken a friss beton repedésérzékenysége (csak műanyag szálak használata esetén),
- nő az elem tűzállósága (csak műanyag szálak használata esetén),
- javul az elem tartóssága,
- javul a kopásállóság,
- csökken a gátolt zsugorodás okozta repedéstágasság.



### **Közvetett hatás:**

- a hagyományos (nem feszített) vasalás egyes esetenként részlegesen vagy teljesen helyettesíthető szálakkal,
- rövidebb az építési idő (vasszerelés helyett csak a szálak bekeverését igényli),
- vékony előre gyártott elemek is készíthetők.

#### **34.1.4.2. A szálerősítés hátrányai**

- A szálak merevebbé teszik a frissbeton-keveréket, így romlik a bedolgozhatóság. Megoldás: folyósító, esetleg képlékenyítő szerekkel ez a hátrány kiküszöbölhető.
- A szálak növelhetik a porozitást (a légzárványtartalmat), ami magával hozhatja a megszilárdult beton rugalmassági modulusának a csökkenését, és ezáltal a lehajlások növekedését. Megoldás: jó betonösszetétel, valamint kellő időtartamú vibrálás.

#### **34.1.5. Felhasználási területek**

[Balázs L.–Polgár (1999a), Polgár (1999)]

Alábbi felsorolás a fő felhasználási területeket jelenti.

- ipari betonpadozatok (ipari padló),
- alagútelemek,
- betoncsövek,
- betonút, kifutópálya,
- homlokzati panelek,
- vékony előre gyártott elemek,
- páncélszekrények és páncéltermek,
- szerkezetjavítás lövellt betonnal, kőzetmegerősítés, bányabiztosítás, műtárgyjavítás.

#### **34.1.6. Száltípusok és jellemzőik**

##### **34.1.6.1. Szálakkal szemben támasztott követelmények**

[Kovács (1999)]

- kémiaailag legyen stabil a cementes közegben,

- a betonban egyenletesen oszljék el,
- jól tapadjon a mátrixban,
- az építéshelyeken jól bedolgozható legyen,
- szivattyúzható és lövellhető legyen,
- a felületet lehessen simítani,
- ne kerüljön túl sok szál a felületre, a felszínre került szálak rozsdája ne vezetődjék a beton belsejébe, illetve a rozsdá hatására ne alakulhasson ki olyan nyomás, amely repedést idéz elő a felületen,
- hatása legalább közelítőleg számítható legyen,
- a beton tulajdonságait ne rontsa le,
- az acélszálak ezeket a követelményeket csak részben elégítik ki. Gyengén teljesítik a bekeverhetőség követelményét, mert sok esetben csomósodik. A szivattyúzást is megnehezíti,
- kellemetlen tulajdonsága, hogy a bekeverés során viszonylag sok légbuborékot visz a felületén a betonba, így annak nő a légtartalma és ezáltal csökken a szilárdsága,
- az acélszálak hátrányos tulajdonságai miatt dolgozták ki a más anyagú szálakat.

### 34.1.6.2. Acélszálak

[Kovács (1999)]

Az acélszálak használata azzal az előnnyel jár, hogy tulajdonságai hasonlóak a vasbeton acéljához. Rugalmassági modulusa nagy (kb. 210 000 N/mm<sup>2</sup>). Kedvező, a betonéval kb. egyező a hőtágulási együtthatója.

További előnye, hogy a szennyeződésmentes betonszövetben stabil, passzív állapotú. Hátránya, hogy az elkarbonátosodott, így 9 pH értékűnél kisebb lúgosságú, illetve kloridionnal szennyezetttség esetében nagyobb pH értéknél is rozsdásodik.

Igen vékony acélszálak betonba keverése nehézségbe ütközött. A szálak összegöbösödhetnek keverés közben, így szálcsomók alakulhatnak ki, amelyekbe a beton nem hatol be. Elsősorban ezért kellett a szálvastagságot növelni, ami a gyártás szempontjából is előnyös.

Természetesen a nagyobb szálvastagság a gazdaságosságot is rontja, mert a vasbetonban legdrágább összetevője az acél. Hagyományos betonban 40 kg/m<sup>3</sup> fölötti acélszál-adagolást egyesek gazdaságtalannak tekintenek.

Másik rontó tényező a vastagság tekintetében a kritikus *rozsdanyomás* kialakulása. Ezt a jelenséget 3 mm<sup>2</sup>-nél nagyobb acélbetét keresztmetszet esetében észlelték.

Ugyancsak behatárolja az acélszál fajlagos felületének nagyságát a bekeverendő levegő mennyisége is. Ez különösen hullámos-lemezes kiképzésű szálak esetében jelentős. Nem megfelelő betonozás esetén a légtartalom akár egy nagyságrenddel is



nőhet (kb. 1,5-ről 15–12 térfogat%-ra), ami jelentős nyomószilárdság-csökkenést eredményez.

Az acélszálak a betonszövetben kezdetben nem tökéletesen tapadnak, a nagy levegőbevitel és a merevségük miatt. A tapadást az acélszálak alakjának kedvező megváltoztatásával lehet javítani.

A kereskedelmi forgalomban kapható szálak alakjait a 34.1. táblázat, a szálak geometriai és műszaki jellemzőit a 34.2. táblázat szemlélteti.

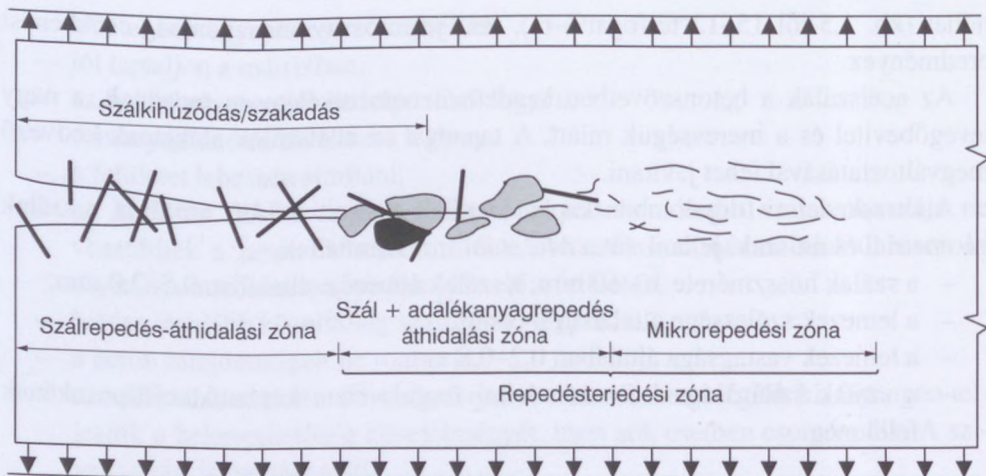
- a szálak hosszmérete 10–60 mm; a szálak átmérője általában 0,5–2,0 mm,
- a lemezek szélessége általában 1–3 mm,
- a lemezek vastagsága általában 0,2–0,8 mm,
- a szálak szilárdsága a kereskedelmi forgalomban kapható acéltípusokénak felel meg.

34.1. táblázat. Acélszálak alaki megjelenése [Kovács (1999)]

Sorszám	Megnevezés	Megjegyzés
1.	huzal	sima felülete miatt tapadása a legkevésbé kedvező
2.	gombozott huzal	megnövelt átmérőjű végződéssel rendelkeznek
3.	kampós végű huzal és lemezszál	laza és sorba rendezett vízdoldható ragasztóval rögzített állapotban is kapható
4.	hullámos huzal és lemezszál	összecsomósodásra hajlamos
5.	golyónyomott lemezszál	összecsomósodásra hajlamos
6.	forgácsolt lemez	jó tapadású
7.	öntött szál	jó tapadás, de merev

34.2. táblázat. A szálak geometriai és mechanikai jellemzői (Balaguru, Shah 1992, valamint Hannant 1978 alapján) [Balázs L.–Polgár (1999)]

Száltípus	$\varnothing$ Átmérő	l Hossz mm	$\gamma$ Test- sűrűség kgN/m <sup>3</sup>	E Rug. modulus	n Poisson- tényező	$f_t$ Húzó- szilárdság N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_u$ Szakadó- nyúlás, %
acél	100–600	10–60	78,5	200 000	0,28	700–2000	3,5
polipropilén	100–2000	5–75	9,0	<5 000	0,29–0,46	400	8–18
nylon	>4	5–50	11,4	<4 000	0,40	750–900	13,5
E-üveg	8–10	10–50	25,4	72 000	0,25	3 500	4,8
AR-üveg	8–10	10–50	27,4	78 000	–	2 500	2,5
aramid	10–12	10–20	14,4	50 000–150 000	–	3 500	
szén	8–10	10–20	18,0	150 000–300 000	0,35	1 800–3 500	0,8–1,6
azbeszt	0,1–30	5–40	25,5	164 000	0,30	200–1 800	2,3



34.3. ábra. Repedés terjedése szálerősítésű habarcsban [Li-Maalej (1996)]

Terhelés hatására mikrorepedések alakulnak ki a habarcsban. A terhelés további növekedése során ezek a mikrorepedések összekapcsolódhatnak, és lokális repedések alakulhatnak ki, ami a habarcs tönkremeneteléhez vezet. Az acélszálak nagy húzószilárdságuknál fogva korlátozzák a repedések terjedését (34.3. ábra).

### 34.1.6.3. Üvegszál

[Kovács K. (1999), Kopecskó (2003)]

Az üvegszál-erősítésű beton elterjedését hosszú időn át gátolta az üvegszálak alkáli-ákkal szembeni érzékenysége. Még az alkáliálló üvegszálakat tartalmazó betonkeverékeknek is idővel csökkent a szilárdsága, elsősorban nedves tárolás esetén. Ezt azzal magyarázzák, hogy a cement hidratációja során felszabaduló mészmegtámadja az üvegszálakat. Ennek a korróziós hatásnak az ellensúlyozására dolgozták ki a 12–14 m% CrO<sub>2</sub>-tartalmú CEM-fil-üvegszálakat, valamint a CEM-fil2 és Forton üvegszálakat. A CEM-fil2 szál esetében szerves bevonattal vonják be az üvegszálakat. Fortonszál esetében az E-üveg-szálakat olyan polimer komponenssel keverik, amely megakadályozza a Ca(OH)<sub>2</sub> korróziós hatásának érvényesülését. Vitatkoznak a szál élettartamán. Nincs egyetértés abban, hogy elsődleges teherhordó szerkezetek anyagaként alkalmas lesz-e, de másodrangú teherviselő szerkezethez mindenképpen az lesz. [Kovács K. (1999)]

Kopecskó (2003) alkáliálló üvegszálak viselkedését tanulmányozta gyorsított öregítési kísérlet során. A szálakat 56 napon át tárolták 70 °C-os teltett kalcium-hidroxid-oldatban, amelynek pH értéke 12,3 volt.



Ezek a kísérleti körülmények olyan mérvű gyorsított öregedést váltanak ki, amely feltehetően több, mint a betonba ágyazott üvegszálak erő hatás teljes tervezett élettartamuk alatt.

A kiválasztott szálak kereskedelemben kapható alkáliálló üvegszálak voltak, amelyek közül itt az *A és B típusú szál* ún. összeálló szálkötegekből, míg a *C típusú szál* nedvesség hatására szálaira széteső szálkötegekből állt. Ezeknek a száltípusoknak a felülete általában védőbevonattal védett, amely védi a betonban kialakuló alkalikus hatás ellen. Az egyedi szálakat oldhatatlan, vagy vízben oldódó ragasztóanyag tartja össze szálkötegekké.

A kísérlet során azt figyelték meg, hogy egyes száltípusoknál a védőbevonat a kezelés hatására leválik, és a tönkremeneteli folyamat részeként lyukak alakulnak ki a szálak felületén. Ezek viszonylag nagy és mély lyukak, tehát valószínű a szál anyagának a kioldódása. A szál anyagának kémiai változását röntgendiffrakciós és termoanalitikai vizsgálatokkal is bizonyították. A lyukak rendezetlenül helyezkedtek el.

Egy másik alkáliálló száltípusnál a védőbevonat leválása nem látható, de a védőbevonaton már megjelentek a lyukak. A lyukak mélysége fényképeken nem észlelhető. Pásztázó elektronmikroszkópos vizsgálattal nem mutatható ki, hogy a védőbevonat alatt a szál kioldódik-e és átalakulása elkezdődött-e. Ugyanakkor a szál anyagának kémiai változását a röntgen-diffrakciós és termoanalitikai vizsgálatok alátámasztják.

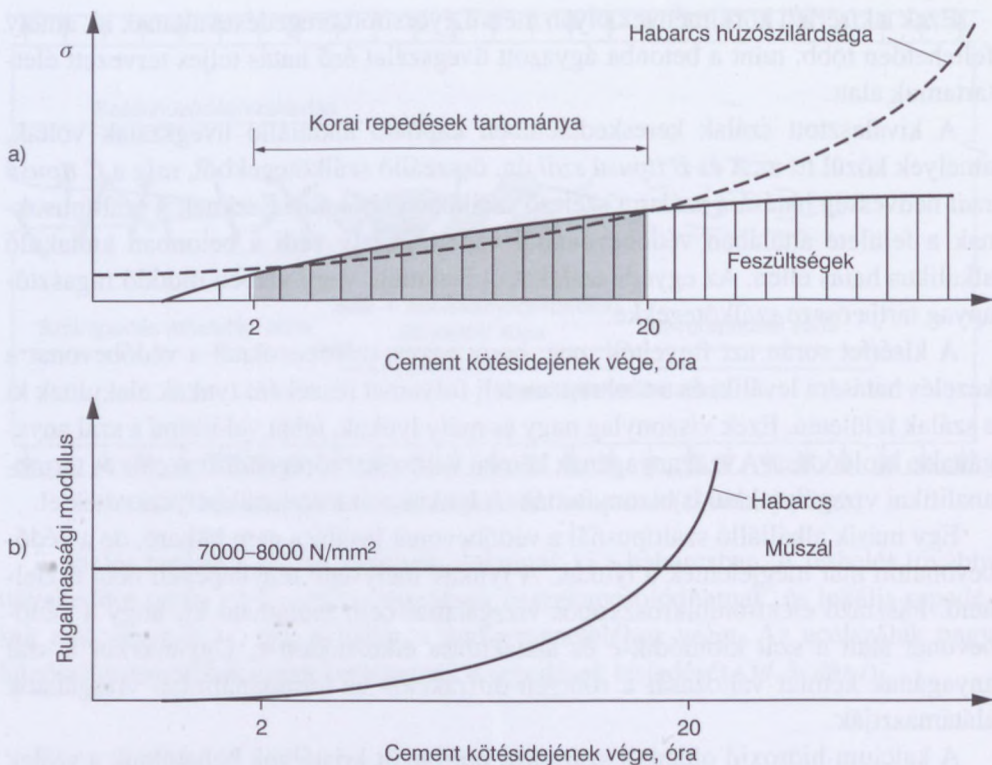
A kalcium-hidroxid oldatból származó portlandit kristályok behatolnak a szálak közötti térbe, és a szál felületén kialakult lyukakba. Ez is hozzájárulhat az irodalomban megfigyelt jelenséghez, amely a tapadás időbeni növekedéséről és a kompozit töredezettségének kialakulásáról számol be.

A tönkremeneteli folyamat kalcium-szilikát-hidrát (CSH) fázisok kialakulásához vezethet. A tobermorithoz hasonló reakciótermékek jönnek létre. A CSH fázisok keletkezése az összeálló száltípusok esetén röntgen-diffrakciós és termoanalitikai vizsgálattal bizonyítható. Ezek a reakciótermékek – beágyazott üvegszálak esetén – a cementkő hasonló ásványaival összenőhetnek, növelve az együttdolgozó rétegben a tapadást.

#### 34.1.6.4. Műanyag szálak

[Kovács–Balázs L. (2002), Kovács–Nehme (1999)]

Műanyagok közül a polipropilén, poliamid, poliészter és az aramid alkalmas szálerősítésre, idesorolják a műanyag szálból szenesítéssel előállított szénszálakat is, amelyekkel a következő fejezetben külön foglalkozunk. A műszálak elsődleges szerepe a friss habarcs repedésképződésének megakadályozása. Itt elsősorban a friss



**34.4. ábra.** A habarcshúzószilárdságának és rugalmassági modulusának időbeni változásának szemléltető ábrázolása. a) korai repedések tartománya; b) a szálak és a habarcshúzószilárdságának időbeni változása [Köneke (1978), Kovács-Nehme (1999)]

betonban, habarcshúzószilárdságának, ún. korai repedésekről van szó, melyek a habarcshúzószilárdságát követő  $\sim 2-20$  órában jönnek létre.

Ismeretes, hogy friss habarcshúzószilárdságának megjelenő korai repedések kialakulásának az oka, hogy a cement szilárdulása, hidratációja során belső feszültségek jönnek létre, melyek meghaladhatják a habarcshúzószilárdságát még kicsi húzószilárdságát. E feszültségek keletkezését előidézheti a hidratáció hő, vagy a friss habarcshúzószilárdságának zsugorodása. A habarcshúzószilárdságában igen nagy számban, egyenletesen szétoszló és a cementkőhöz már korán jól tapadó szálszerkezet alkalmas e repedések kialakulásának megállítására. Mivel azonban az alkalmazott műszálak rugalmassági modulusa ( $7000-8000 \text{ N/mm}^2$ ) a megszilárdult habarcshúzószilárdságához viszonyítva kicsi ( $\sim 20\,000 \text{ N/mm}^2$ ), így hatásukat csak addig képesek hatékonyan kifejteni, míg a habarcshúzószilárdságának folyamata során azt el nem éri (34.4. ábra).

A műanyag szálak jelentősen befolyásolják a friss beton konzisztenciáját. Azonos, de szálerősítés nélküli konzisztencia eléréséhez többlet vízre lehet szükség (a szálak nedvesítése érdekében). Ennek káros következményei is lehetnek, mivel a többletvíz növeli a porozitást, ezáltal csökkentve a szilárdságot, fagyállóságot, vízzáróságot, tartósságot stb. Ezért folyósítószerrel vagy képlékenyítőszert kell adagolni.



A szálak hatására a friss habarcs lassabban adja fel a vizet. Ennek következménye a kevesebb kapilláris pórus, melynek közvetve szilárdságnövelő hatása is van. Másrészt, mivel a habarcs jobban *megtartja* a vizet, nagyobb vízmennyiség áll a szilárduló cement rendelkezésére, segítve ezáltal az utókezelést. A műanyag szálak hozzáadásával akár 90%-kal is csökkenhet a *kivérzés*.

A javítandó betonfelület nem megfelelő előkészítése, nedvesítése a friss habarcs gyors kiszáradásához vezethet. Ennek során a beton magába szívja a habarcs szabad víztartalmát, így csökkenti a cement teljes hidratációjához szükséges vízmennyiséget. A szálak hatására a beton kevesebb vizet tud magába szívni, így több víz marad a cement hidratációjához.

Friss habarcsához, illetve betonhoz kevert szálak növelik az anyag *tixotrópiáját*, megkönnyítve a habarcs bedolgozhatóságát.

Ellentétben az acélszálakkal, a műanyag szálak adagolásával – gondos keverést és bedolgozást feltételezve – nem kell növelni a cementpép mennyiségét, ezáltal jelentősen nem nő a bedolgozott levegőmennyiség, így nem alakul ki több pórus, zárvány, mint a hozzá hasonló, nem szálerősített habarcsban.

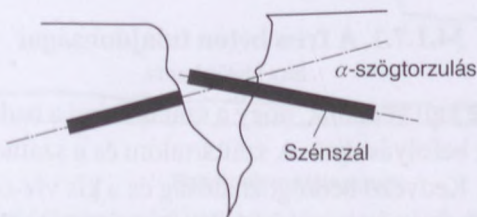
A szálak repedésgátló hatásuk révén csökkentik a habarcs, beton zsugorodását.

A műanyag szálak használata a tűzállóság szempontjából kedvező. A hő hatására ugyanis a szálak kiolvadnak a habarcsból, teret adva a habarcsban lévő vízgőz távozásához.

### 34.1.6.5. Szénszál

[Kovács–Balázs L. (2002)]

A szénszálakat szálerősítésként először az 1970-es években használták. Ekkor az ún. PAN bázisú szálakat alkalmazták, melyeket poli-akril-nitril szálból állítottak elő. Előnyös tulajdonságaik közé tartozik a rendkívül nagy szakítószilárdságuk (3000–5000 N/mm<sup>2</sup>) és relatíve nagy rugalmassági modulusuk 150 000–300 000 N/mm<sup>2</sup>. Ugyanakkor ezek a szálak javítóhabarcsban kevésbé használhatóak, mivel hajlításra ridegen viselkednek, így a kialakuló repedések okozta szögváltozást nem képesek elviselni (34.5. ábra).



34.5. ábra. A PAN szálak lehetséges tönkremenetele repedés kialakulásakor

[Kovács–Balázs L. (1992)]

Másik megoldást jelentett az 1980-as évektől alkalmazott *pitch*-típusú szál. Rugalmassági modulusa 27 000–55 000 N/mm<sup>2</sup>, szakítószilárdsága 400–780 N/mm<sup>2</sup>. A szénszál csökkenti a kivérzést és növeli a habarcs tixotrópiáját.

A szénszáladagolás (PAN szál) növeli mind a habarcs, mind a beton nyomószilárdságát, mind pedig a húzószilárdságát. 4% adagolás esetén a húzószilárdság értéke megduplázódik. Ugyancsak nagymértékben növeli a javítóhabarcs szívósságát, ami miatt speciális esetekben használják.

### 34.1.7. Anyagjellemzők

[Balázs L.–Polgár (1999a)]

Az anyagjellemzők változásáról a 34.3. táblázat nyújt áttekintést.

**34.3. táblázat.** Áttekintés az acélszálbeton kedvező tulajdonságairól a normál betonhoz képest

Anyagtulajdonságok	Az acélszálbeton tulajdonságainak javulása a normál betonéhoz képest			
	Edgington	Hannant	Schnüttgen	Shah
Nyomószilárdság	kis növekedés	25%	10–70%	kis növekedés
Húzószilárdság	kis növekedés	30%	30–50%	növekedés
Hajlító-húzó szilárdság	200%-ig	200%-ig	30–180%	200%-ig
Rugalmassági modulus	–	–	5%	–
Zsugorodás	nincs hatása	nincs hatása	–30%	–
Kúszás	nincs hatása	nincs hatása	–20%	–
Ütési szívósság	500%	–	–	–
Repszto szilárdság	–	hajlító próbánál növekszik	–	kissé befolyásolja az arányossági határt
Munkavégző képesség	–	2000–4000%	500–2000%	2000%-ig
Hőtágulás	–	–	nincs hatása	–
Hővezető képesség	–	–	–40%	–

#### 34.1.7.1. A friss beton tulajdonságai

Keveréskor figyelembe kell vennünk, hogy a szálak mind a bedolgozhatóságot, mind a beton pórustartalmát befolyásolják. A száltartalom és a szálhossz növelésével romlik a bedolgozhatóság. Kedvező bedolgozhatóság és a kis víz-cement tényező tarthatósága érdekében folyósítószert, esetleg képlékenyítőszert kell használni.



A szálerősítésű beton kulcskérdése a szálak egyenletes elkeverése. A szálakat a mixerkocsiba a betongyárban vagy a beépítés helyén adagoljuk. A mixerkocsiban – a legnagyobb fordulatszámmal – mindig 10 percig keverjük. A megkevert betont intenzív tömörítéssel, hagyományos módon és eszközökkel dolgozzuk be [Csorba (2006)].

A műanyag szálak egyik kiváló tulajdonsága, hogy csökkentik a frissbeton-keverék repedékérzékenységét a betonozást követő 1–2 órában. (34.4. ábra).

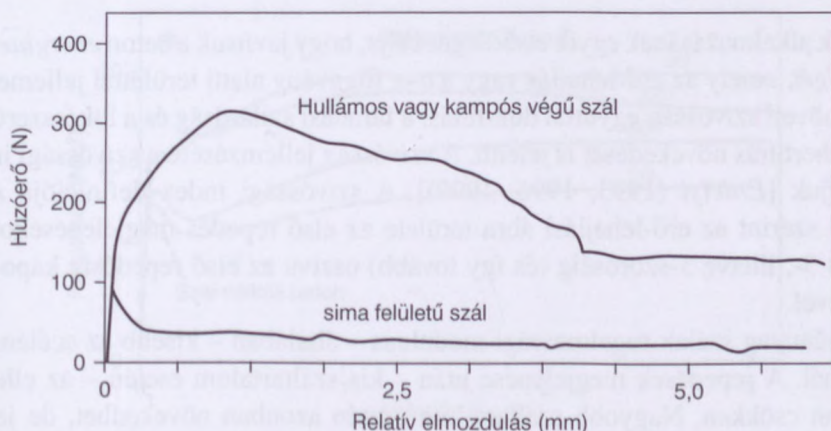
### 34.1.7.2. A szálak tapadása

Alig van olyan tulajdonsága a szálerősítésű betonnak, ami nem függ a szálak tapadásától [Naaman és Najm (1991)]. A szálak tapadása a szálak anyagától, alakjától, felületi kialakításától, az ágyazóanyag mechanikai tulajdonságaitól, a száltartalomtól és a terhelés sebességétől függ.

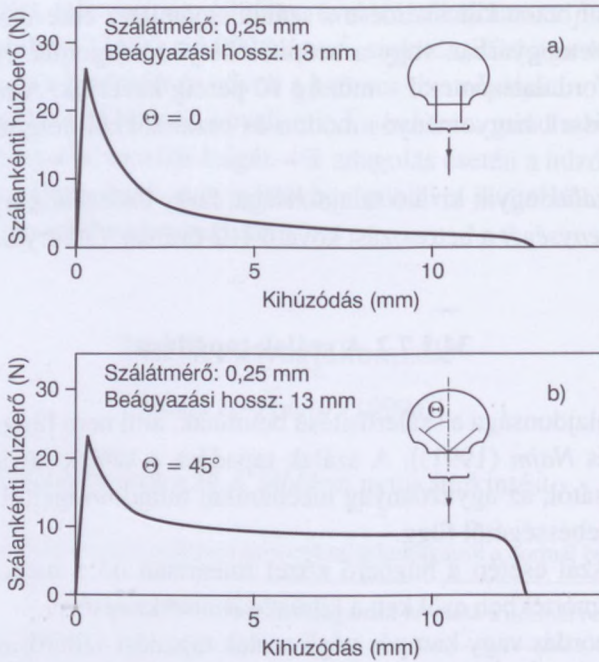
Egyenes acélszál esetén a húzóerő közel lineárisan nő a megcsúszásáig, majd visszaesik, és kismértékben csökken a kihúzódás növekedésével.

A hullámos, bordás vagy kampós végű szálak tapadási szilárdsága akár 3–4-szerese a sima szálénak. Így a kihúzódáshoz szükséges energia is közel ilyen arányban nő. Ha a szál végén kiképzett kampó kihúzás közben leszakad, akkor a tapadóerő hirtelen lecsökken, és a kihúzódásos magatartás a sima acélszálakéhoz lesz hasonló. A maximális kihúzóerőből kísérletileg kapott kapcsolati szilárdság sima szál esetén 1,0–2,8 N/mm<sup>2</sup>, kampós szál esetén 3,5–7,0 N/mm<sup>2</sup>, míg bordás szál esetén 2,8–6,7 N/mm<sup>2</sup> volt Naaman és Najm (1991) kísérleteinél. (34.6. ábra)

A szálak véletlenszerű eloszlása miatt ismernünk kell a szálra ható húzóerő és a szál tengelye által bezárt szög hatását. A tapadási tulajdonságok mellett a csapathás-



34.6. ábra. Sima és kampós végű acélszálak kihúzóerő relatív elmozdulás ábrái [Naaman–Najm (1991)]



**34.7. ábra.** A szál tengelye és a húzóerő által bezárt szög ( $\Theta$ ) hatása a húzóerő relatív elmozdulás ábrára sima acélszál esetén piskótaszakításkor [(Naaman–Najm (1991))]

ból származó ellenállást is figyelembe vehetjük, ami elsősorban a szál anyagától és a bezárt szögtől függ. Acélszálak esetén ez a hatás jelentős lehet (34.7. ábra). Műanyag szálak esetén ez elhanyagolható.

### 34.1.7.3. Szívósság

A szálak alkalmazásának egyik elsődleges célja, hogy javítsuk a beton *energiaelnyelő képességét*, amely az erő-lehajlás vagy a  $\sigma$ - $\epsilon$  függvény alatti területtel jellemezhető. A megnövelt szívósság egyúttal duktilitás, a fáradási szilárdság és a lökésszerű teher alatti teherbírás növekedését is jelenti. A szívósság jellemzésére a szívóssági indexet használjuk [Erdélyi (1993, 1996, 1999)]. A szívóssági index definíciója ASTM C-1018 szerint az erő-lehajlási ábra területe az első repedés megjelenésekor mért lehajlás 3-, illetve 5-szöröséig (és így tovább) osztva az első repedésig kapott ábra területével.

A műanyag szálak rugalmassági modulusa – általában – kisebb az acélénál és a betonénál. A repedések megjelenése után – kis száltartalom esetén – az ellenállás általában csökken. Nagyobb száltartalom esetén azonban növekedhet, de jelentős alakváltozások, illetve lehajlások keletkeznek a szükséges húzóerő kifejtéséhez.



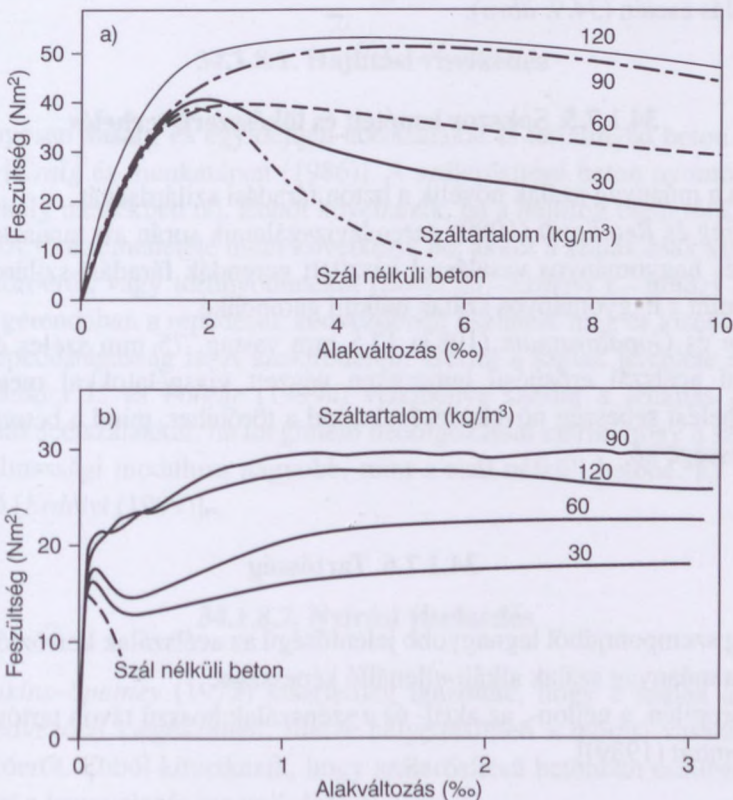
Azonos száltartalom esetén az acélszál-erősítésű beton energiaelnyelő képessége nagyobb, mint a műszálakkal erősítetté. [Goparatnam és munkatársai (1991)].

#### 34.1.7.4. Nyomó-, húzó- és hajlító-húzó szilárdság

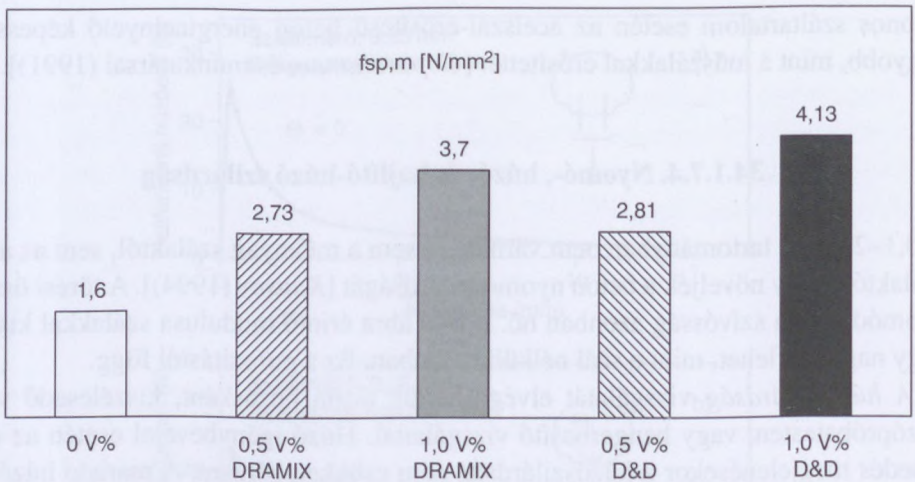
A 0,1–2,0 V% tartományban nem várható el sem a műanyag szálaiktól, sem az acélszálaiktól, hogy növeljék a beton nyomószilárdságát [Kausay (1994)]. A törési össze-nyomódás és a szívósság azonban nő. A  $\sigma$ - $\epsilon$  ábra érintő modulusa szálaikkal kisebb vagy nagyobb lehet, mint a szál nélküli betonban. Ez a porozitástól függ.

A húzószilárdság vizsgálatát elvégezhetjük tiszta húzásként, kiszélesedő végű húzópróbatesten, vagy hengerhasító vizsgálattal. Húzó igénybevétel esetén az első repedés megjelenésekor a húzószilárdság nem csökken zérusra. A maradó húzószilárdság a szál típusának és a száltartalomnak a függvénye.

A repesztő teher utáni növekedés és visszaesés a száltartalom függvénye (34.8 ábra) [Balaguru-Shah (1992), Erdélyi (1994, 1995)].



34.8. ábra. Szálerősítésű beton nyomási és hajlítási viselkedése kampós végű acélszálak alkalmazása esetén,  $l=50$  mm [Balaguru-Shah (1992), Balázs L.-Polgár (1999)] a)  $\sigma$ - $\epsilon$  ábrák  $\varnothing 150$  mm,  $l=300$  mm-s hengeren b) F-a ábrák  $100 \times 100 \times 350$  mm-es gerendán, harmadpontos terheléssel,  $l_{ef}=300$  mm



**34.9. ábra.** Hasító-húzó szilárdság növekedése acélszálak alkalmazása esetén  
 [Kovács I.–Erdélyi L.–Balázs L. (1996), Balázs L.–Polgár (1999)]

A hasító-húzó szilárdság jelentős növekedését tapasztalták 0,5 és 1,0 V% acélszál-adagolás esetén (34.9. ábra).

#### 34.1.7.5. Sokszor ismételt és lökészerű terhelés

Az acél- és a műanyag szálak növelik a beton fáradási szilárdságát.

Kormeling és Reinhardt (1980) gerendavizsgálataik során azt tapasztalták, hogy szálakkal és hagyományos vasalással készített gerendák fáradási szilárdsága jóval nagyobb, mint a hagyományos szálak nélküli gerendáké.

Naaman és Gopalaratnam (1983) 12,5 mm vastag, 75 mm széles és 254 mm támaszközü acélszál erősítésű lemezekon végzett vizsgálatokkal megállapította, hogy a terhelési sebesség növekedésével mind a törőteher, mind a beton energiaelnyelő képessége nő.

#### 34.1.7.6. Tartósság

A tartósság szempontjából legnagyobb jelentőségű az acélszálak korróziós ellenállása, illetve a műanyag szálak alkáli-ellenálló képessége.

A polipropilén, a nejlon-, az akril- és a szénszálak hosszú távon tartósnak tekinthetők [Hannant (1989)].



### 34.1.7.7. Tűzállóság

A műanyag szálak hő (150–200 °C felett) hatására kiolvadnak a betonból. Teret engednek a betonban lévő víz távozásának, ezáltal a tűzállóság szempontjából kedvezők. Alagúttelemelek készítéséhez ezért számos ország előírja műanyag szálak alkalmazását betonban.

### 34.1.7.8. Vízáteresztő képesség

A beton vízáteresztő képességét a szálak kedvezően befolyásolják. [Grahle és Ebbert (1994), Winterberg (1997)].

### 34.1.8. Szerkezeti elemek

[Balázs L.–Polgár (1999a)]

#### 34.1.8.1. Hajlítási viselkedés

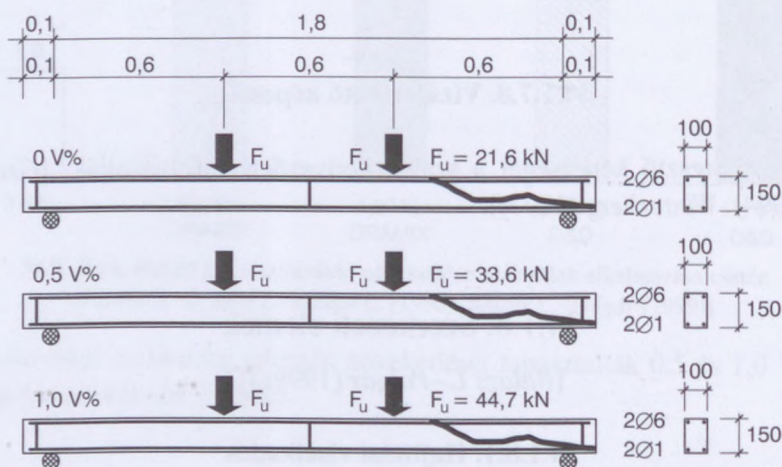
Hagyományosan vasalt, és egyidejűen acélszálakat is tartalmazó beton lehajlása a törésig nő [Craig és munkatársai (1986)]. A szálerősítésű beton nyomószilárdsága csupán csekély mértékben nő. Ebből következik, ha a hajlított elem tönkremenetele a nyomott öv tönkremenetele miatt következik be, akkor a szálak csak kismértékben növelik a törőerőt, vagy törőnyomatékot [Kovács I.–Erdélyi L.–Balázs L. (1999)]. A hajlított gerendában a repedések kedvezőbben oszlanak meg és kisebb lesz a legnagyobb repedéstágasság is. A szakirodalom szerint a szálak jelenléte csökkenti a lehajlást. Balázs L. és Polgár (1999a) véleménye szerint a lehajlás csak akkor csökkenthető acélszálakkal, ha megfelelő bedolgozással eléri, hogy a szálerősítésű beton rugalmassági modulusa nagyobb, mint a szál nélküli betoné. Ez pedig nem kézenfekvő [Erdélyi (1999)].

#### 34.1.8.2. Nyírési viselkedés

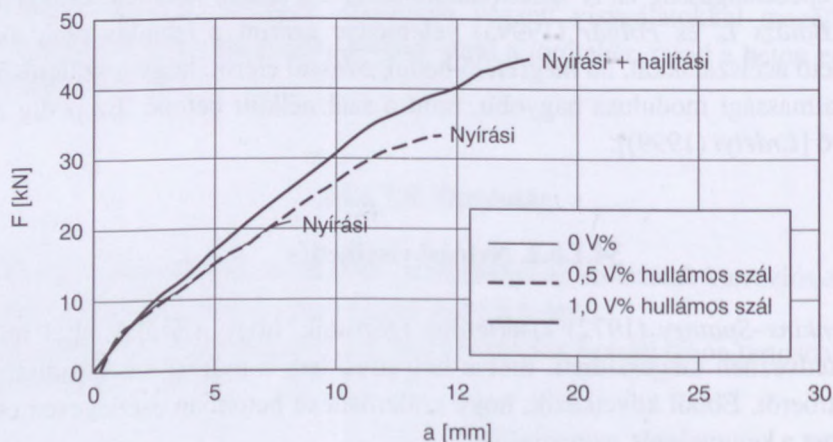
Batson–Jenkins–Spatney (1972) kísérletileg igazolták, hogy a szálak által felvett nyírőerő kedvezően kiegészítheti, illetve helyettesítheti a nyírési vasalás által felvehető nyírőerőt. Ebből következik, hogy szálerősítésű betonban esetlegesen csökkenteni lehet a kengyelezés mennyiségét.

Kovács I.–Erdélyi L.–Balázs L. (1999) 2 méter hosszú vasbeton gerendákon kísérletezett és ezekben a kísérletekben változott a száltartalom és a kengyelezés

menyisége, míg állandó volt a hosszirányú vasalás mennyisége. A vizsgálatokat kampós végű és hullámos acélszálakkal végezték. Arra az eredményre jutottak, hogy szálerősítésű, de nyírési vasalás nélküli tartóban már 1% acélszál felhasználásával a nyomatéki teherhordás szintjét elérték (34.10. ábra).



Száltartalom	$f_{cm}$	$f_{sp,m}$	Törőerő	$\frac{F_u^{V\%}}{F_u^{0V\%}}$	Max. lehajlás	$\frac{a_u^{V\%}}{a_u^{0V\%}}$	Törési mód
V%	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	$F_u$ kN	%	$a_u$ mm	%	
0	42,7	1,60	21,6	100	8	100	Nyírési
0,5	48,8	2,81	33,6	156	15	188	Nyírési
1,0	47,2	4,13	44,7	207	18	225	Nyírési+hajl.



34.10. ábra. Vasbeton gerendák nyírési teherbírásának növekedése acélszál alkalmazása esetén  $A_s = 2\text{Ø}16$ ,  $A_s = 2\text{Ø}6$ , acélszál: D&D-30/5 – egyedi mérési eredmények a) töréskép, b) mérési eredmények, c) erő-középponti lehajlás ábrák [Balázs L.–Kovács (1997), Balázs L.–Polgár (1999)]



### 34.1.8.3. Feszített tartók viselkedése

A szálerősítésű beton kedvező hatását elsősorban a tartók olyan részein tudjuk kihasználni, ahol jelentős a húzó igénybevétel. Ilyenek például a tartóvégek, ahol a koncentrált, vagy közel koncentrált feszítőerő jelentős keresztirányú húzófeszültségeket ébreszt.

Balázs L.–Erdélyi–Kovács (1997), Erdélyi–Balázs L. (1997), Erdélyi–Kovács–Balázs L. (1999) kísérleti eredményei szerint az előfeszített tartók feszítőbetéteinek erőátadási hossza és a tartóvégi behúzódnása csökken a száladagolással. Ennek azt a magyarázatát adják, hogy a kapcsolati feszültségek okozta mikrorepedések terjedését a szálak korlátozzák. Az erőátadási hossz csökkenésének mértéke a szokásos feszítési feszültségek tartományában 13–20% volt, a behúzódnásé 14–22%. A 0,5, illetve 1 V% száladagolás közel azonos eredményre vezetett. A nyírási vasalást egyáltalán nem tartalmazó elemek törési vizsgálatakor a szálak segítségével elkerülhető volt, hogy a tartó a nyírásra menjen tönkre.

### 34.1.8.4. Tervezés-modellezés

A tervezési javaslatok és számítási módszerek kidolgozói [DIN (1991), *Concrete Society* (2003), *Dulácska* (1994), *Bekaert* (1995)] általában a szálerősítés nélküli betonra érvényben lévő előírások módosításával veszik figyelembe a szálak hatását. Általánosan elfogadott elvnek tekinthető, hogy a nyírási teherbírás számítása során a szálak hatását egy additív taggal veszik figyelembe.

Hazánkban *Dulácska* (1994) kidolgozott a szálerősítésű betonokra egy méretezés-elméletet. Az elmélet ellenőrzésére DRAMIX acélszállal erősített beton-, illetve vasbeton gerendákat készítettek. A kísérletekkel a hajlítási és a nyírási viselkedést vizsgálták. A kísérleti és számítási eredmények összehasonlítása azt mutatta, hogy a számítási módszerük kellő megbízhatósággal használható az ilyen szerkezetek méretezésére. A kutatómunkájuk során a következőket állapították meg:

- a szálerősítés növeli a vasbeton szerkezet szívósságát. Kismértékben növeli a nyomó- és a húzószilárdságot, az alakváltozási tényezőt és a szerkezet törőnyomatékát,
- a szálerősítés csökkenti a legnagyobb repedéstágasságot,
- a szálerősítés jelentősen csökkenti az átlagos repedéstágasságot és jelentősen növeli a nyírási törőerőt,
- a szálerősítés nem növeli a repesztőszilárdságot.

*Kovács Imre* (1999) dolgozott ki egydimenziós anyagmodellt, amelyet alkalmazni tart a szálerősítésű anyagok viselkedésének leírására egytengelyű feszültségállapot esetén. A modell paramétereit a tanulmányban elsősorban a szálerősítésű betonok szempontjából vizsgálták. Vázták kiterjesztésének elvi és gyakorlati kérdéseit



többtengelyű feszültségállapotra. Nyilvánvaló, hogy jelen formájában gyakorló mérnökök számára ez az eljárás még nem alkalmazható. Végleges formájában azonban annak tekintik.

Borosnyói–Balázs L. (2004) a szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készíthető betonelemek *tervezési kérdéseivel* foglalkozott. Kutatásaik során összefoglalták a szálerősítésű polimerrel feszített betonelemek tervezési kérdéseit összehasonlítva a hagyományos vasbeton szerkezet tervezése elveivel.

A következőket állapították meg:

- FRP-betétes szerkezetek nyomatéki teherbírása – a vasbeton szerkezeteknél megszokott módszerrel – a keresztmetszetek vetületi és nyomatéki egyensúlya alapján számítható, figyelembe véve, hogy a tönkremenetel a nyomott beton-öv morzsolódásával következik be, azaz az alkalmazott vasalásereőség mindenkor nagyobb, mint az egyensúlyi vasalásereőség.
- FRP-betétes betonelemek nyírási teherbírásának számítására elvben használhatók az ismert nyírási modellek, és bár számos nyírási modell van, a terület teljes mértékben még nem tisztázott.
- A szálerősítésű polimer (FRP) feszítőbetétek erőátadódási és lehorgonyzási hosszát ugyanazok a hatások befolyásolják, mint az acélszálas feszítőbetétek erőátadódási és lehorgonyzási hosszát.
- A szálerősítésű polimer (FRP) feszítőbetétek esetén az erőátadódási hossz általában rövidebb, így nagyobb keresztirányú erők ébrednek, mint a hagyományos acél feszítőbetétek esetén, ezzel esetleg növelve a tartóvégi felhasadás kockázatát. A lehorgonyzási zóna erőjátékának ismerete ezért igen fontos a szálerősítésű polimer feszítőbetétek esetén.
- FRP-betétes betonszerkezetekre jelenleg még nincs általánosan elfogadott szabványszintű előírás. Ennek kifejlesztése a témával foglalkozó szakemberek számára elsődleges fontosságú.

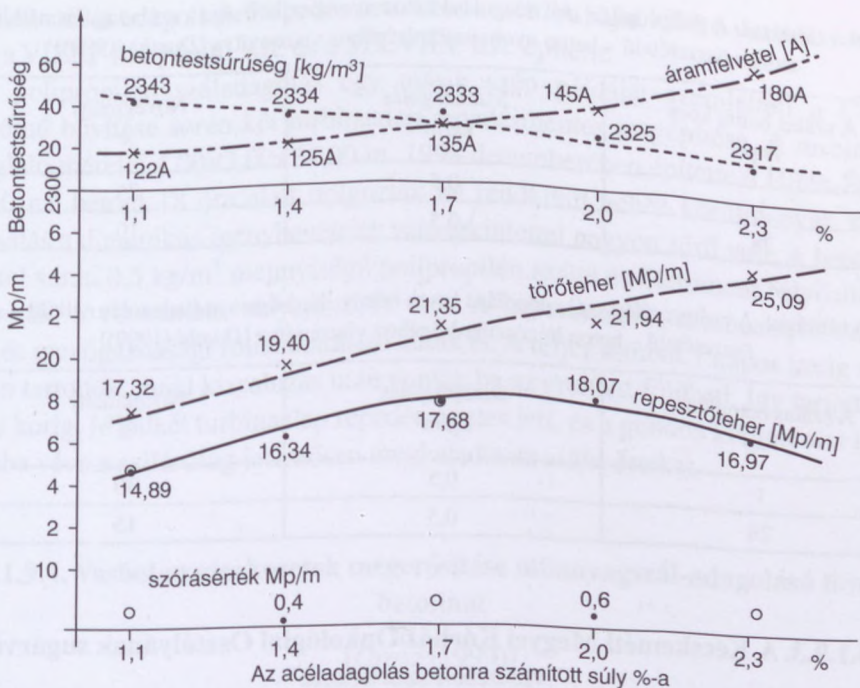
## 34.1.9. Építési példák

### 34.1.9.1. Nagy átmérőjű SIOME betoncsövek acélszál felhasználásával

[Dombi (1999)]

A Mélyépítő Vállalat 1970–71-ben megvásárolta a SIOME-turbomaster csőgyártó technológiát a gépsorral együtt. A vállalat az Észak-pesti betongyárában üzembe helyezte a megadott technológia szerint. Az első gyártmányoknak mintegy 20%-a hosszirányban végigrepedt. A B450 jelű beton, amelyet a hiba kiküszöbölésére képzeltek el, 90–100%-ban repedt meg, így gyakorlatilag a gyártmány nem volt használható.





34.11. ábra. Az acélszál-adagolás, a teherbírás és a bedolgozási energia összefüggése [Dombi (1999)]

A megoldás az acélszál adagolása lett. A 34.11. ábra a kísérletek eredményeit szemlélteti. Amíg az acélszál mennyisége 23–25 kg/m<sup>3</sup>-ről 50 kg/m<sup>3</sup>-re nőtt, addig a cső teherbírása 17,32 MPa/m értékről 25,08 MPa/m értékre nőtt. Az ábrán az is látható, hogy közben a bedolgozásra fordított energia mintegy 48%-kal megnőtt, vagyis a száladagolású beton energiaigényesebb bedolgozást kívánt, miközben a testsűrűség csak kismértékben csökkent. Az így előállított betoncső európai viszonylatban is kiemelkedő minőségű volt.

### 34.1.9.2. Vasbeton szerkezetek repedésmentességének elérése polipropilén száladagolással

[Dombi (1999)]

Vastag falakban a hidratációhő okozta felmelegedést az 5. fejezetben ismertettük. A homogén elosztású polipropilén száakkal meg lehet előzni a hőmérséklet-emelkedési és zsugorodási repedések kialakulását. A szálerősítésű beton így repedésmentes marad.

A polipropilén száltartalmú beton nyomó- és húzószilárdságának az alakulását a száltartalom hatására a 34.4. táblázat szemlélteti. A továbbiakban a vastag falú szerkezetekre mutatunk be példát.

**34.4.a táblázat.** A polipropilén szál adagolású beton nyomószilárdsága a száladagolás nélküli – azonos összetételű – beton nyomószilárdságához viszonyítva [Dombi (1999)]

A szálás beton kora nap	Száladagolás kg/m <sup>3</sup>	Növekmény %
1	0,5	25
28	0,5	10

**34.4.b táblázat.** A polipropilén szál adagolású beton húzószilárdsága a száladagolás nélküli – azonos összetételű – beton húzószilárdságához viszonyítva [Dombi (1999)]

A szálás beton kora nap	Száladagolás kg/m <sup>3</sup>	Növekmény %
1	0,5	30
28	0,5	15

### 34.1.9.3. A Kecskeméti Megyei Kórház Onkológiai Osztályának sugárvédő vasbeton szerkezete

[Dombi (1999)]

Sugárvédő vasbeton szerkezetekkel szemben szigorú követelmény a repedésmentesség. A beton alkotói közül elsősorban a cement fajtájával és mennyiségével lehet szabályozni a hőmérséklet-emelkedést. Ennél a szerkezetnél a bélépátfalvai 350-20 pernyeportlandcementet választották ki. A cement fajlagos felülete 3200 cm<sup>2</sup>/g, a hidratáció hője 72 óras korig 120 J/g volt. A száladagolást úgy választották ki, hogy elegendő finom rész legyen a polipropilén szálak beágyazódásához, de legyen elég kavicsos frakció is, amely biztosítani tudja a szálak egyenletes eloszlását.

A kivitelező a Hírös-Ép 1993. év végén és 1994. év elején készítette el a fenti szerkezetet. Összesen 1300 m<sup>3</sup> betont jelentett. Falak vastagsága 2,00 méter, a földémszerkezet vastagsága 2,50 m. Szálanyagként a Kaposplast 0,18 mm átmérőjű és 40 mm hosszúságú műanyag szálját adagolták 1 kg/m<sup>3</sup> mennyiségben. A vasbeton szerkezetet 3 napos korban zsaluzták ki, és 14 napos korig letakarva, nedvesen utókezelték. A polipropilén szál hatására – figyelembe véve a gondos kivitelezést – a szerkezeten nem jelent meg hajszálrepedés.

Hasonló módon építették a szombathelyi Markusovszky Kórház Onkológiai Osztályának sugárvédő betonját is. A különbség annyi volt, hogy 0,5 kg/m<sup>3</sup> polipropilén szálat adagoltak és a nehézbeton 2700 kg/m<sup>3</sup> testsűrűségű volt.

A polipropilén szál használatának másik példája a bajai Ro-Ro kikötőtámfal horgonygerendái. Itt is fennállt a repedésmentességi követelmény, ezért 0,5 kg/m<sup>3</sup> poli-



propilén szálát adagoltak. Repedés nem keletkezett. A bajai kikötő vasbeton szerkezetét a VÍZÉP Mélyépítő Kft. és a SZEVIÉP Kft. építette.

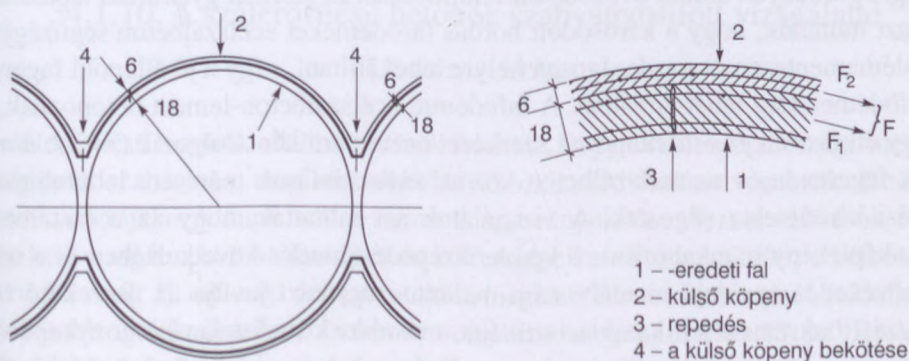
A polipropilén száladagolás egy másik szép példáját szemlélteti a Csepeli Hőerőmű bővítése során két turbinaalap repedésmentes megépítése. A turbinaalap befoglaló méretei  $4,00 \times 3,00 \times 34,00$  m. 1998 decemberében építette a Hírös-Ép Kft. A  $600 \text{ m}^3$  betont 18 óra alatt dolgozták be rendkívül nehéz körülmények között. A vasalás a dinamikus igénybevételre való tekintettel nagyon sűrű volt. A betonösszetétel során  $0,5 \text{ kg/m}^3$  mennyiségű polipropilén szálát és Stabiment folyósítószeret adagoltak, a víz-cement tényező  $0,41$  volt. A bebetonozott turbinaalapot azonnal terfil és mezőgazdasági fóliatakarással látták el. A teljes tömböt 7 napos korig zsaluzatban tartották, majd kizsaluzás után vonták be az említett fóliával. Így tartották 28 napos korig. Mindkét turbinaalap repedésmentes lett, és a gondos kivitelezést is számításba véve a szilárdság jelentősen meghaladta az előírt értéket.

#### 34.1.9.4. Vasbeton szerkezetek megerősítése műanyagszál-adagolású lövelt betonnal

[Orosz (1999)]

##### 1. A marcali 2000 vagonos vasbeton gabonasiló megerősítése

A gabonasilót az IPARTERV készítette 1971-ben és 1975-ben jelentős meghibásodásokat észleltek. A siló üzembe helyezése után függőleges repedések jelentek meg, amelyek tágassága és száma évenként fokozatosan nőtt, és a felületvédő Elastolén bevonat is meghibásodott. Ezek együttes hatására a cellák beáztak, az acélbetétek korrodálni kezdtek és az elégtelen vasalás miatt a külső cellák jelentős részét nem terhelhették. A siló vázlatos metszetét a 34.12. ábra szemlélteti. A siló üzemeltetője a lehetséges megerősítési változatok közül a megépítendő – szakértői véleményezésre – Orosz Árpádnak (1997) adta.



34.12. ábra. A gabonasiló metszetei [Orosz (1999)]



A szakértők a műszál-erősítésű lövellt betont javasolták. A kezdeti húzófeszültség csökkentése érdekében a külső cellákat gabonával feltöltötték a betonozás idejére, így a silónyomásból a külső kéregben nem keletkeztek feszültségek. A silócella feltöltése után 30 perces átforgatással a legnagyobb üritési nyomások is kialakultak [Orosz-Simurda (1986)].

A kéregbeton összetétele: a 25 kg-os zsákot, cementet is tartalmazó műszálas adagolású Zentrifix SB-4 száraz adalékanyaghoz a helyszíni 25 kg 0–1 mm-es mosott barcsi homokot, 15 kg 4–8 mm-es mosott kavicsot és 10 kg beremendi CEM I 52,5 jelű cementet keverték.

A rendszeres próbavétel és a fellőtt kéreg leszakító vizsgálata alapján megállapították, hogy a beton egyetlenes minőségű és a C30-as szilárdsági osztályba sorolható.

## **2. A székesfehérvári Janicsár csatorna**

A 2,20 · 2,40 m-es méretű, ikerszelvényű csapadékvíz főgyűjtő csatornát 1939-ben építették téglafalazaton felfekvő, alul bordás vasbeton földémszerkezettel. A több évtizedes használat erős korrózió jeleit mutatta

A csatorna felett főútvonal halad át, amely jelentős közúti forgalmat bonyolít le. Ezért a földémszerkezet megerősítését határozták el.

A homokfúvásos felületi tisztítás, az acélbetétek rozsdavédő kezelése után kiegészítő vasalást helyeztek el. A gerendák, illetve közöttük lévő lemezek lövellt betonnal való megerősítése során polipropilén szálal adagoltak a marcali silóhoz hasonlóan. A műszál adagolását jelen esetben az indokolta, hogy ezzel fokozzák a fellőtt (3–4 cm-es) réteg tapadását, kiküszöbölik a zsugorodási repedéseket, és csökkentik a visszahulló anyag mennyiségét.

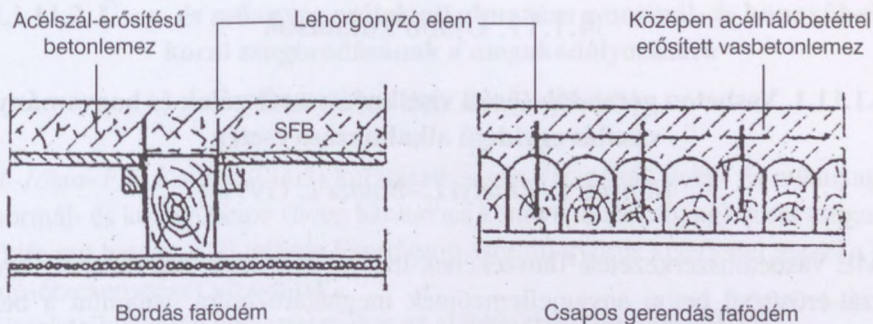
### **34.1.9.5. Régi fafödémek megerősítése acélszálbetonnal**

[Bölcskei (1992)]

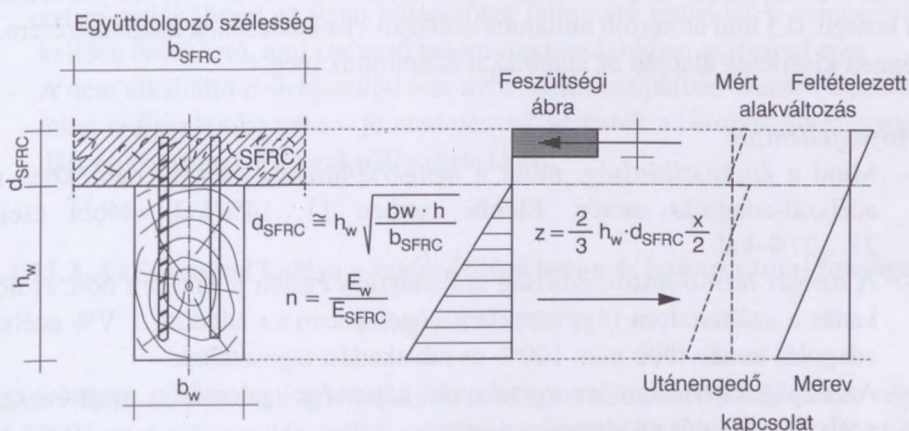
A régi építmények utóbbi évtizedbeni felújítása során szerzett gyakorlati tapasztalatok azt mutatták, hogy a károsodott bordás fafödémeket acélszálbeton segítségével problémamentesen és gazdaságosan helyre lehet állítani, s így a jó állapotú fagerendás földémet meg lehet erősíteni. A fafödémre acélszálbeton-lemezt betonoznak, és az így elkészített és összekapcsolt szerkezet öszvértartóként dolgozik (34.13. ábra).

A fagerenda és az acélszálbeton közötti elmozdulások mérésére laboratóriumi nyírási kísérleteket végeztek. A vizsgálatok azt mutatták, hogy az acélszálbeton nagy képlékeny munkabírása – a kedvező repedéseloszlás következtében és a repedésnövekedés egyidejű akadályozása mellett – egyrészt javítja az összekötő horgonyzás tönkremeneteli karakterisztikáját, másrészt kifogástalan horgonykapcsolat esetén igen vékony acélszálbeton-lemez alkalmazását teszi lehetővé. A 34.14. ábra





34.13. ábra. Fa födém megerősítési vázlatok [Bölcskei (1992)]



34.14. ábra. Acélszálbetonnal megerősített fagerenda összvértartó keresztmetszet feszültségeloszlása és alakváltozása hajlítás hatására [Bölcskei (1992)]

javaslatot mutat be a még jó állapotban lévő fagerendákat tartalmazó fa födém megerősítésére acélszálbetonnal, a feltételezett feszültség és alakváltozás ábrákkal együtt.

### 34.1.10. A szálerősítésű betonok szabványosított vizsgálatai

[Kausay (1999)]

A szálerősítésű betonok alkalmazásának feltétele, hogy tulajdonságait megismerjük, vizsgálatát szabatosan, megismételhetően, összehasonlíthatóan végezzük. E törekvésünkben tájékozódni kell a nemzeti szabványok és műszaki előírások felől, meg kell vizsgálni közös elemeiket és különbségeiket. Kausay (1999) e célból elemezte 9 ország 39 műszaki dokumentumát, megkísérelte rendszerezését, feldolgozta érdekesebb intézkedéseiket, azokhoz esetenként megjegyzéseket fűzött. Ezeket a dolgozata tartalmazza.

## 34.1.11. Újabb kutatások

### 34.1.11.1. Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak és hagyományos vasalás egyidejű alkalmazása esetén

[Kovács I.–Erdélyi L.–Balázs L. (1999)]

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének laboratóriumában kísérleteket végeztek acélszál-erősítésű beton anyagjellemzőinek meghatározására, valamint a belőlük készített vasbeton gerendák (keresztmetszet  $100 \times 150$  mm, hossz 2 m,  $A_s$ :  $2\varnothing 16$ ,  $A_s'$ :  $2\varnothing 6$ , kengyelezés 0,  $\varnothing 4/240$ ,  $\varnothing 4/120$ , szálerősítés 0, 0,5 V%, 1,0 V% D&D 30 mm hosszú, 0,5 mm átmérőjű hullámos acélszál) viselkedésének megismerésére. Az elvégzett kísérletek alapján az alábbiakat állapították meg.

#### 1. Anyagjellemzők

- Mind a *kockaszilárdság*, mind a *hengersizilárdság* csekély mértékben nőtt acélszál-adagolás esetén. Előbbi esetben 11...14%-kal, utóbbi esetben 21...27%-kal.
- A *henger hasító-húzószilárdság* száladagolás esetén jelentősen nőtt. A növekedés a száltartalom függvényében közel lineárisra adódott. 1 V% acélszál-adagolás esetén több mint 100%-os növekedést tapasztaltak.
- Az anyag *szívóssága* (energiaelnyelő képessége) jelentősen megnövekedett acélszál-adagolás alkalmazása esetén.

#### 2. Gerenda hajlító vizsgálata

- Nyírási vasalás nélküli tartók nyírási teherbírása jelentősen megnövekedett acélszálak használata esetén.
- Nyírási vasalás tartók esetén
  - a) ha nyomatéki tönkremenetel volt várható, a nyomatéki teherbírás nem nőtt jelentősen,
  - b) ha nyírási tönkremenetel volt várható, a törőerő értéke növelhető volt száladagolással és némely esetben már nem nyírási, hanem nyomatéki tönkremenetel elérésére volt lehetőség.
- Teljes tönkremenetelig bekövetkező középponti lehajlás száladagolás esetén jelentősen megnövekedett (nagyobb törőerő mellett).
- A törőteher 20...30%-ig alig volt mérhető repedéstágasság a szálerősítésű betonokban a húzott vasalás magasságában.
- Az átlagos repedéstágasság és az egyedi repedéstágasságok csökkenő tendenciát mutattak acélszál-adagolás alkalmazása esetén.



### 34.1.11.2. Üveg- és műanyag szálak alkalmazása a normál- és könnyűbeton korai zsugorodásának a megakadályozására

[Seidl–Józsa–Für Kovács (2005)]

Seidl–Józsa–Für Kovács (2005) kutatásaik során vizsgálták üveg- és műanyag szálak normál- és könnyűbeton (üveg habkavics könnyű adalékanyag) korai zsugorodására kifejtett hatását a Richtlinie Faserbeton szerinti gyűrűs kísérlettel (ezzel a beton repedésérzékenységét vizsgálják).

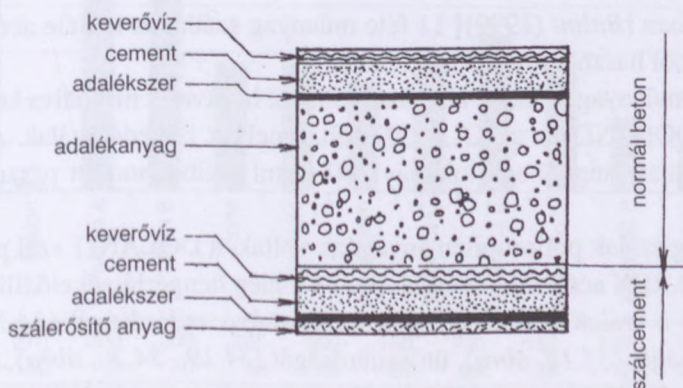
Kísérleteik alapján tapasztalataikat az alábbiakban fogalmazták meg:

- A kis átmérőjű és viszonylag rövid szálakkal szerzett kedvező tapasztalatok azt mutatják, hogy az ilyen jellemzőket felmutató szálakkal a cementmátrix kellően erősíthető, ami kedvező betontulajdonságokban nyilvánul meg.
- A nem alkáliálló E-üvegszállal – az azbesztcementiparban szerzett tapasztalatokat is figyelembe véve – jó eredmények várhatók a betonok korai zsugorodási repedéseinek a megakadályozása terén.

### 34.1.11.3. Az összetétel hatása a szálerősítésű beton és habarcs tulajdonságaira

[Magyari (1999)]

Magyari Béla az Innomat Kft. laboratóriumában széles körű kísérleteket végzett POLITON nevű polipropilén szállal erősített betonokkal és habarcsokkal. A kísérletekből levont következtetés: *a szálerősítésű kompozit nem egy normál kompozit (beton, habarcs) és a szál keveréke, hanem egy normál kompozit és szál-cement kompozit keveréke* – ezért az összetétel-tervezés két lépcsőben valósítható meg. Első lépés a szál-cement kompozit létrehozása, majd ezt követi a normál kompozit számítása – a kettő együtt adja a szálerősítésű kompozit összetételét.



34.15. ábra. Szálerősítésű kompozit alkotói [Magyari (1999)]

A szálerősítésű kompozit alkotóit – összehasonlítva a normál betonéval – a 34.15. ábra szemlélteti.

#### 34.1.11.4. Tamás Ferenc tájékoztatása

Tamás Ferenc rendszeresen ismertet a *Cement and Concrete Research* c. folyóiratból betonos érdekességeket a *Beton* újságban [Tamás (2006)].

A 2006. januári számban az alábbiak olvashatók:

Brazil kutatók az újrafeldolgozott PET-szálak korrózióját vizsgálták. Újabban nagyon gyakran használják a szálerősítésű betont. Szálerősítésre igen alkalmas a PET (polietilén-tereftalát), mely ásványvizes palackok újrafeldolgozása során képződik, azaz hulladékból készítik. Ha betonban kívánjuk használni, akkor három alapvető tulajdonságra kell törekedni:

- könnyen elkeverhető legyen a friss betonban,
- megfelelő mechanikai tulajdonságú legyen,
- a beton lúgos közegében megfelelően tartós legyen.

A szerzők infravörös és mechanikai méréseiből az derül ki, hogy a PET-szálak reagálnak a  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -dal, hatására durva felületűek lesznek, ennek ellenére a PET-szálak (0,4 és 0,8 térfogat%-ban) fél év alatt sem csökkentik a nyomó-, húzó- és hajlító-húzó szilárdságot. A beton merevsége nő, ha szálak is jelen vannak.

#### 34.1.11.5. Az YMMF Építőanyag Laboratóriuma szálerősített betonnal kapcsolatos kutatásai

Bálint Julianna több mint tíz éven át irányította az ipari megbízásból adódó kutatásokat. Az eredményeket kutatási jelentések, szakcikkek [Bálint (1990a, 1990b, 1993, 1999)] tartalmazzák.

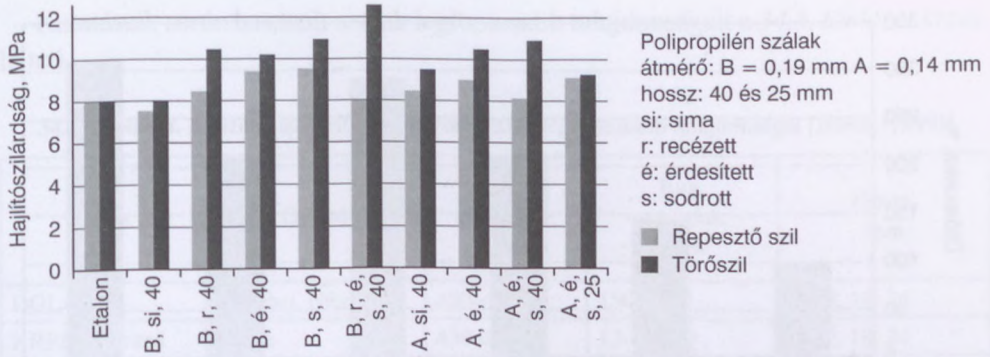
Továbbiakban [Bálint (1999)] 11 féle műanyag szállal és kétféle acélszállal végzett kutatásaiból használtunk fel részleteket.

A vizsgált műanyag szálakat általában fóliából hasítva és fibrillálva készítik. Kivételt képez a DOLANIT és a POLITON szál, amelyek ömledékszálak. A POLITON szál további sajátossága, hogy mintegy 200 elemi szálból sodrott pászmaként kerül forgalomba.

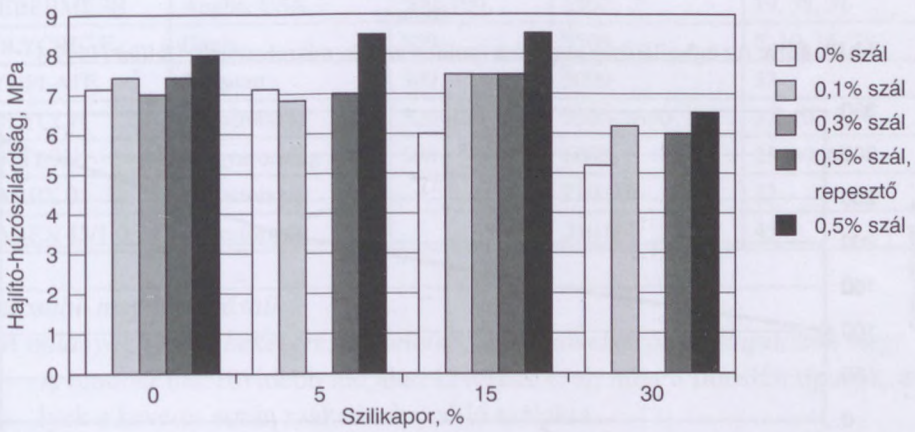
A műanyag szálak polipropilén anyagúak voltak, a DOLANIT szál poliakrilnitril alapú, és a HAREX acélszál marással, illetve meleg hengerléssel előállított.

Vizsgálták a szálak keverhetőségét, hajlító-húzó szilárdságát (34.16. és 34.17. ábra), szívósságát (34.18. ábra), ütőszilárdságát (34.19., 34.20. ábra), a karbonátosodás mélységét (34.21. ábra), a beszívódási sebességet és a fagyállóságot.

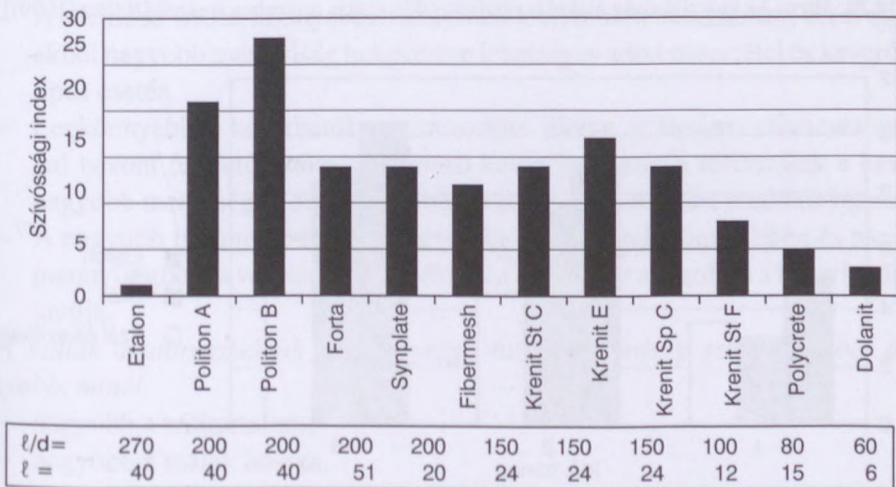




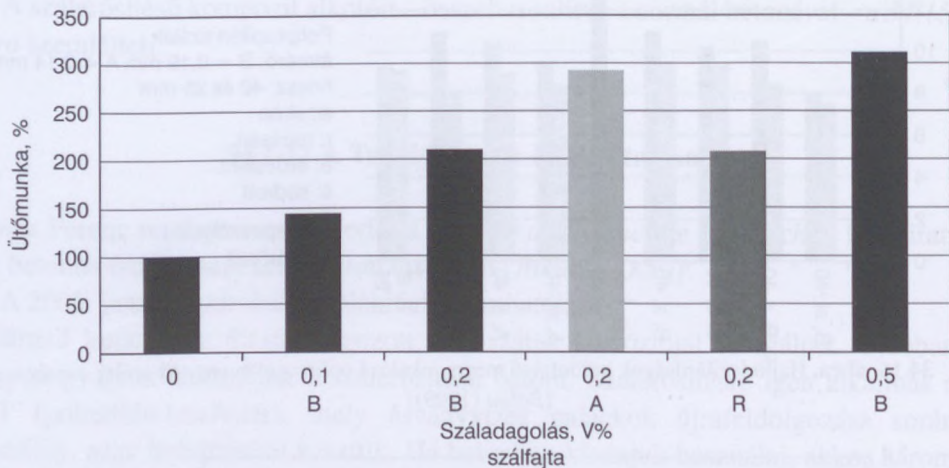
34.16. ábra. Hajlítószilárdságok különböző megmunkálású polipropilén anyagú szálak esetén [Bálint (1999)]



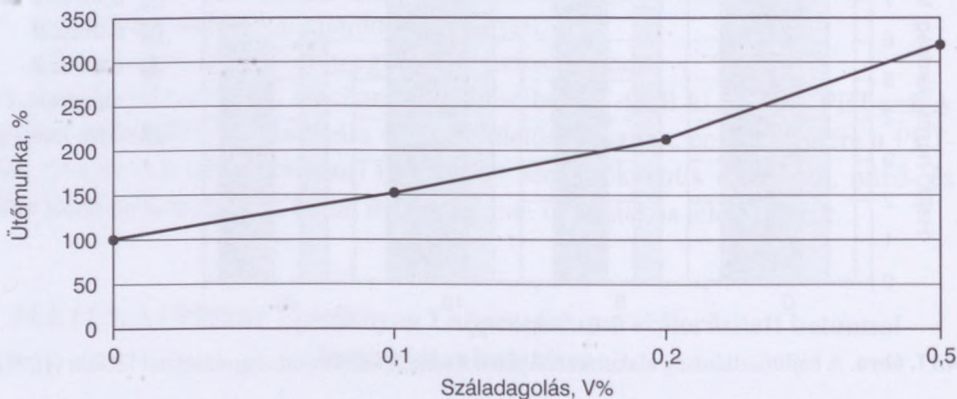
34.17. ábra. A hajlítószilárdság alakulása különböző szilikapor- és száladagolásoknál [Bálint (1999)]



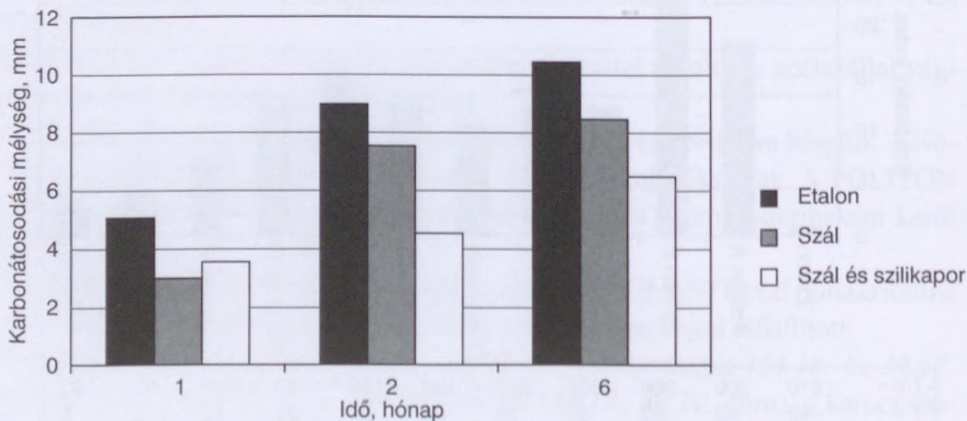
34.18. ábra. A szívósságok összehasonlítása különböző szálfajták esetén [Bálint (1999)]



34.19. ábra. Az ütőszilárdság alakulása (politon szálak, mikrobetonok) [Bálint (1999)]



34.20. ábra. Az ütőszilárdság alakulása polipropilén szálak mikrobetonoknál [Bálint (1999)]



34.21. ábra. Karbonátosodás gyors vizsgálata [Bálint (1999)]



Kutatásaik során használt szálak legfontosabb tulajdonságait a 34.5. táblázat szemlélteti.

34.5. táblázat. A vizsgálatoknál alkalmazott szálak legfontosabb tulajdonságai [Bálint (1999)]

Típus	Gyártó	Szakítószilárdság, MPa	Rug. modulus, MPa	Hossz, mm
DOLANIT	Hoechst, Németo.	400–500	15000	6, 12, 18, 24
KRENIT strand	Dánia	450–500	13–18000	6, 12, 18, 24
KRENIT spec.	Dánia	400–450	11–15000	6, 12, 18, 24
FORTA	Svájc, USA	400	5000	19, 38, 57, 64
FIEBERMESH	Anglia, USA	500–700	3500	19, 38, 51
POLYCRETE	Dánia	500	7500	5, 10, 15, 25
SYNPLATE	Belgium	300	5000	53
POLYCON	Németország	320–400	3500–3600	3,6,10,15,20
POLITON	Magyarország	500	6000	25, 40, 60
HAREX 01–32	Németország		210 000	32
HAREX 45/1,0	Németország		210 000	45

#### Fontosabb megállapításai

A műanyag szálak bekeverésre vonatkozóan a következőket állapították meg:

- A monoszálak rövidebb idő alatt keverhetők el, mint a fibrillált típusok, amelyek a keverés során szakadnak önálló szálakra.
- A vékonyabb szálak nehezebben keverhetők el, mint az azonos mennyiségben adagolt vastagabb szálak.
- A rövidebb szálak könnyebben keverhetők el, mint a hosszabbak, ezért előbbiekből nagyobb mennyiség bekeverése lehetséges adott összetétel és keverőgéptípus esetén.
- Legkönnyebben keverhetők a monoszálás, illetve az ásványi szemcsés anyaggal bevont felületű szálakat tartalmazó keverékek, míg a fóliaszálak a keverék nagyobb merevségét, azaz nagyobb konzisztencia-romlást eredményeznek.
- A nagyobb finomrész-tartalmú keverékekbe a szálak könnyebben és nagyobb mennyiségben keverhetők bele, például a szilikapor adagolása a keverhetőséget javítja.

A szálak alkalmazásának hatékonysága hajlítószilárdság szempontjából annál nagyobb, minél

- nagyobb a száltartalom,
- nagyobb a szálak hossza,
- nagyobb a szálak tapadása a mátrixban.

A száladagolású összetételeknek a szál nélkülihez képest nagyobb repesztő hajlító-húzó szilárdsága a szálak mikrorepedés kialakulását gátló hatásával magyarázható. Ez a hatás annál jobban érvényesül, minél szárazabb körülmények között tároljuk az elemeket, minél nagyobb méretűek az elemek, és minél inkább akadályozott a zsugorodás.

A száladagolás már kis mennyiség esetén is növeli a betonok és mikrobetonok szívósságát.

A szívóssági tulajdonságok alapján értékelhető az adott szálfajta hatása a használati és manipulációs igénybevételekkel szembeni ellenállás szempontjából.

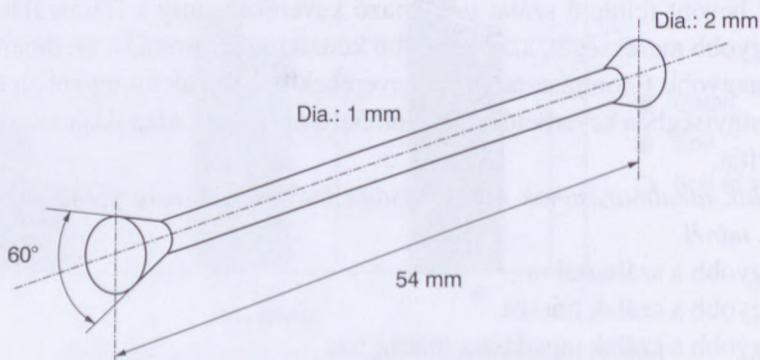
A száladagolás az ütőmunka nagyságát lényegesen növeli, ami az elemek és vékony falú szerkezetek sérülékenységének csökkenésében, az útbetonok és ipari padló kopásállóságának és időállóságának növekedésében jelentkezik. Az ütőmunka növekedését a száladagolás és a szálak tulajdonságai befolyásolják.

A száladagolás közvetett módon – repedéskorlátozó hatásán keresztül – kedvezően befolyásolja az időállóságot.

#### 34.1.11.6. Trefil Arbed acélszál

[Kiskovács (2001)]

**TWINCONE szál:** Az egyetlen csak a Trefil Arbednél gyártott szál. Amíg az összes többi szál a tönkremeneteli folyamatban a betonból kihúzódik (így maximálisan csak 70%-os kihasználtság érhető el), addig ez a szál – a kúpos feje miatt – 100%-os lehorgonyzású, az anyag határszilárdságának eléréséig kihasznált. E tulajdonsága miatt mérnöki létesítményeknél, kiemelten igénybe vett épületszerkezeteknél, előre gyártott elemeknél alkalmazható. Hátránya, hogy bedolgozása meglehetősen nehéz (34.22. ábra).



34.22. ábra. A TWINCONE acélszál geometriai kialakítása [Kiskovács (2001)]



**WIREX szál:** A legrégebben gyártott, egyenes szálfajta, 12–25 mm hosszúságú, 0,2–0,4 mm átmérőjű. A szálát ma már kizárólag koptatórétegekhez és trezorépítéshez használják fel.

**TABIX szál:** Hullámosított szálfajta, 30–60 mm hosszúságú, 1,0–1,3 mm átmérőjű. A 30 mm-es szálát lövellt betonhoz vagy esztrichekhez használják. A 45–60 mm hosszú szálak az ipari padlógyártásnál terjedtek el. A TABIX+ 1/60 ötven százalékkal megnövelte a szilárdságot, cölöpökön nyugvó alaplemezek vagy pörgetett beton esetében.

A 45-nél nagyobb karcsúságú, hullámos szálak – a csomósodás veszélye miatt – nehezebben dolgozhatók be. Ellenben ez a szálfajta mutatja a legkedvezőbb tulajdonságok egyikét a zsugorodás terén, így különösen a dilatációmentes ipari padlók esetében ajánlott.

**HE szál:** A szál hajlított végű, világszerte a leggyakrabban alkalmazott szálfajta. A 0,7/30 méretűt lövellt betonhoz, az 1/50-est és az 1,2/50-est padlókhoz és más szerkezethez javasolják. Bedolgozása nem okoz gondot, a TABIX-hoz hasonló viselkedést mutat. A zsugorodásra kevésbé van hatással. A HE-150 jelű horganyzott kivitelben is kapható.

**FE szál:** Egyenes szál ellapított, széles végződéssel, amellyel biztosított a betonba való behorgonyozódás. A 0,67/30 jelű lövellt betonhoz, az 1/50 jelű vagy az 1,2/50 jelű padlóhoz, előregyártáshoz ajánlott. Zsugorodása igen kedvező.

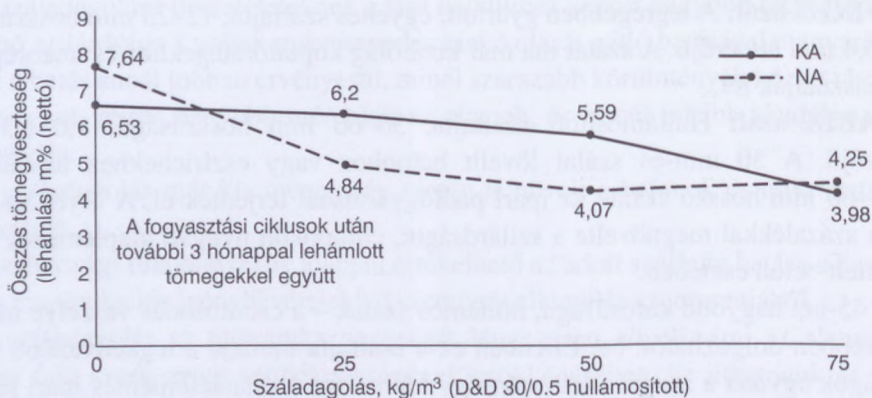
Az acélszál-erősítésű beton a hagyományos betonhoz hasonlóan dolgozható be, az ilyen beton azonban merevebb konzisztenciájú, adalékszereket kell használni. A beton szétterítését és szintezését követően a felület vibrálópallóval tömörítendő és zárandó. A finomszemcse-tartalom beállításával (7–10%) elérhető, hogy nem maradnak acélszálak a beton felületén.

### 34.1.11.7. Szálerősítésű betonok tartóssága

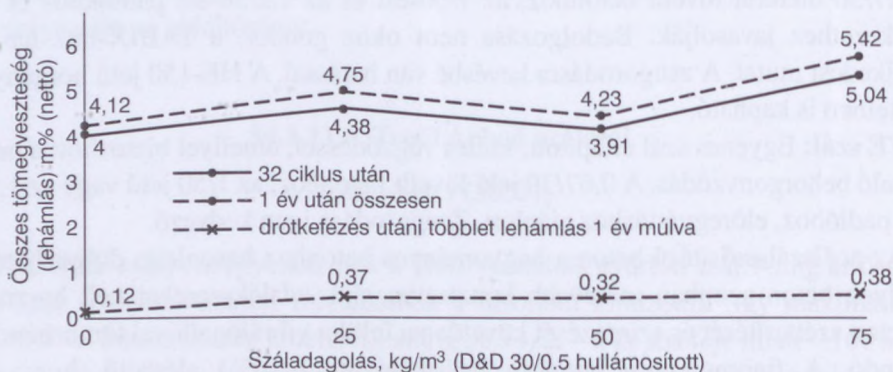
[Erdélyi (2004)]

Erdélyi (2004) az acélszál-erősítésű betonok tartóssági vizsgálata során azt szándékozott bemutatni, hogy a betonnak mekkora a fagyasztás okozta tömegvesztesége, ha a betont nem légbuborékosnak készítették, de ki van téve a téli sózás és légköri szennyeződés együttes hatásának.

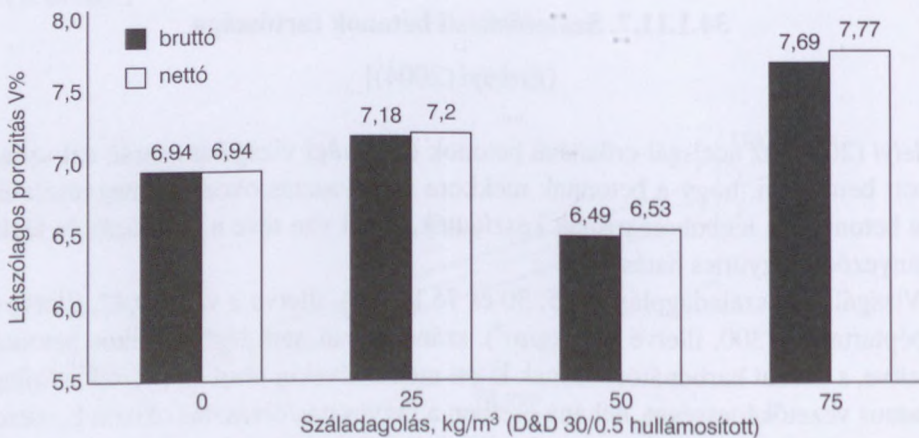
Vizsgálták a száladagolás (0,25, 50 és 75 kg/m<sup>3</sup>), illetve a v/c = 0,42, illetve 0,5 és péptartalom (300, illetve 400 kg/m<sup>3</sup>), szándékosan nem légbuborékos betonokat készítve, s azokat karbonátosodásnak kitett módon évekig tárolva. Mérték a fajlagos villamos vezetőképességet, néhány esetben a fagyasztás/olvasztás okozta E<sub>0</sub> kezdeti rugalmassági modulus-, illetve hasábszilárdság-változásokat is.



34.23. ábra. 32 ciklus fagyasztási-olvasztási I. kísérlet (forgatással): „KA” és „NA” jelű betonok összehasonlítása, összes tömegvesztés (fajtánként 3–3 próbatest átlaga) [Erdélyi (2004)]



34.24. ábra. 32 ciklus fagyasztási-olvasztási II. kísérlet „KA” jelű betonok (forgatás nélkül), tömegvesztés (lehamlás), sóoldattal telített próbatestek [Erdélyi (2004)]



34.25. ábra. 32 ciklusos fagyasztási-olvasztási II. kísérlet „KA” jelű betonok (forgatás nélkül)  $\rho_L$  látszólagos porozitás [Erdélyi (2004)]



A jelenlegi hazai gyakorlatnál lényegesen szigorúbb, a prEN 12390-9:2002/D elveihez közelebb álló sóoldatban fagyasztott/olvasztott és kapilláris oldatfelvételt lehetővé tévő 0–25–50–75 kg/m<sup>3</sup> acélszál tartalmú, jól hidratált, 4 éves és felületükön karbonátosodott próbatetek megismételt (a gyors tönkremenetelt akarták még egyszer ellenőrizni), 32 ciklusos vizsgálatából a következőket kapták:

- A száltartalom növekedésével a lehámlás kb. 60 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdság esetén valamelyest csökken (34.23. ábra), a kisebb v/c tényezőjű betonok tömegvesztése kisebb.
- A „K” jelű (fagykezdetkor kb. 50 N/mm<sup>2</sup> szilárdságú) betonok tömegvesztése viszont nagyobb (34.24. ábra) és a száladagolással nem csökken, mert 300 kg/m<sup>3</sup> cementtartalom esetén a beágyazó kb. 260 l/m<sup>3</sup> cementpép mennyisége – úgy tűnik – nem elég a tökéletes bedolgozhatóságához, ami egyébként (1 térf.% légtartalom) alapkövetelmény. Ezt igazolják a p<sub>L</sub> látszólagos porozítások 75 kg/m<sup>3</sup>-nél kiugró nettó értékei is (34.25. ábra).

A száltartalom egyáltalán és növelése – a szigorúbb (forgatásos) I. fagyasztási menet szerint – csökkentette a lehámlást, tehát hasznos (34.23. ábra).

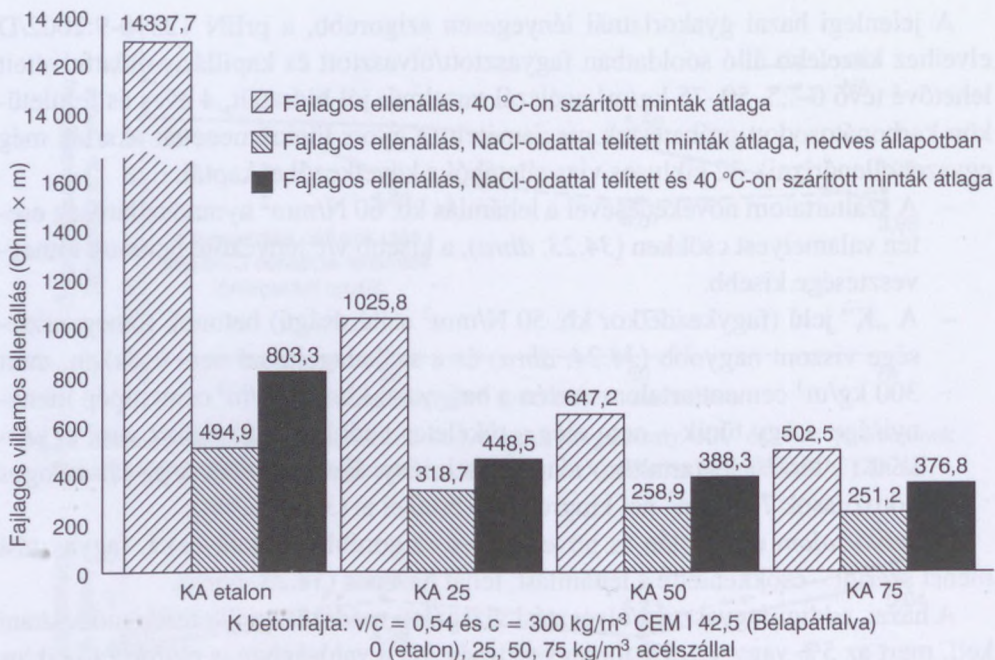
A hazai, eddigi fagyasztási/olvasztási vizsgálati módszert gyökeresen módosítani kell, mert az 5% vagy 4...5% tömegvesztés 32, a valóságban is előforduló ciklus esetén bizonyítja, hogy légbuborékképző szer nélkül 50–60 N/mm<sup>2</sup> szilárdságú fagyálló betonok (szállal vagy anélkül) nem készíthetők, amint azt az MSZ EN 206-1:2001 is feltételezi. A szálak csak a karbonátosodott zóna legszélén, illetve a felületen rozsdásodtak, rozsdanyomás tehát nem okozhatta a lehámlást, amely a szál nélküli betonoknál éppen a legnagyobb (34.23. ábra).

A fajlagos villamos ellenállás [ $\Omega$ m] a rosttartalommal csökken (34.26. és 34.27. ábra) – a sóoldattal telített állapotban még inkább, mint szárazon vagy kiszárvítva. A kevesebb kapilláris pórust tartalmazó „N” jelű beton (v/c = 0,42) villamos ellenállása alig változik a rosttartalom nöttével (34.27. ábra), – tehát az amúgy is drága acélrostot nagyobb mennyiségben csak nagyobb szilárdságú betonba érdemes beletenni. A DIN 1045-2 (a német NAD) C30/37-nél kisebb betonosztályt meg sem enged ipari kopásálló padlóba!

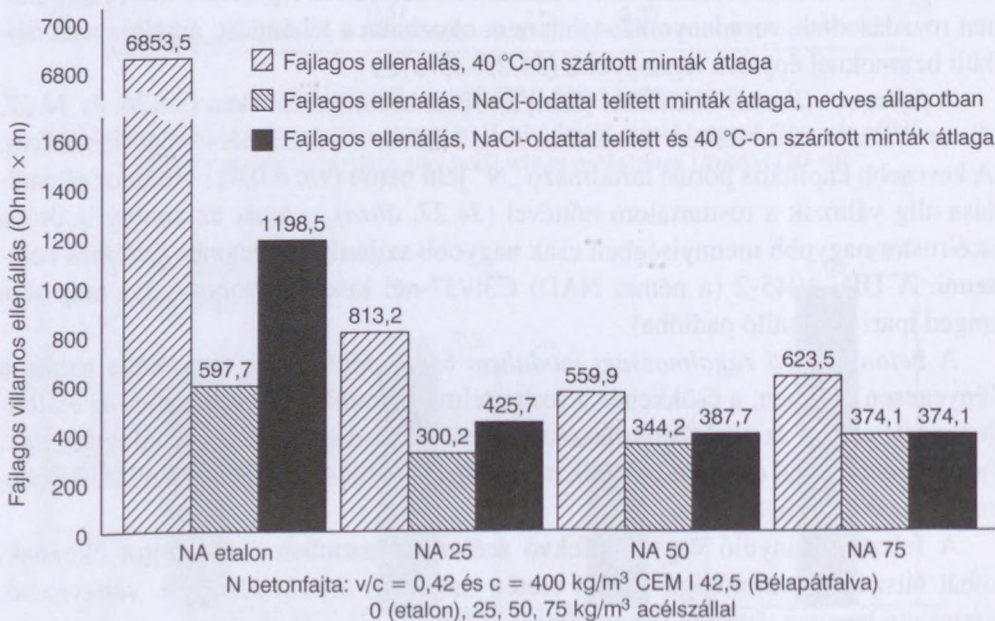
A beton kezdeti rugalmassági modulusa (34.6. táblázat) a fagyasztás hatására lényegesen csökken, a csökkenés a rosttartalmú betonoknál kisebb, mint az etalonbetonnál: ez (is) az acélrostok haszna. Az eddigiek alapján tehát megállapíthatjuk, hogy az acélszállal erősített betonok tartóssága/fagyállósága jobb, lehámlása kisebb, mint a szál nélkülieké.

A felszínre kinyúló vagy ott fekvő acélszálak azonban rozsdafoltot okoznak, tehát látszóbeton minőségű felület esetén még más intézkedésre (pl. vízlevezető, víztaszító bevonat, áttetsző vékony impregnálás stb.) is szükség lehet.





34.26. ábra. Fajlagos villamos ellenállás a betonfajta („KA”) és a hidrotechnikai állapot függvényében [Erdélyi (2004)]



34.27. ábra. Fajlagos villamos ellenállás a betonfajta („N”) és a hidrotechnikai állapot függvényében [Erdélyi (2004)]



**34.6. táblázat.** 32 fagyasztási ciklus előtti ( $F_c$ ) és utáni ( $F_u$ ) eredmények I. kísérletsorozat szemelvényes mechanikai tulajdonságok [Erdélyi (2004)]

Sorszám	Próbatest jele	Kezdeti $E_{0,3x}$ kN/mm <sup>2</sup>		Hasáb szil., ( $F_u$ ) N/mm <sup>2</sup>	$e_{max}(F_u)$ ‰
		( $F_c$ )	( $F_u$ )		
F2	NA-II-E/2	33,7	7,2	12,8	4,72
F5	NA-II-25/2	36,0	11,9	28,4	3,43
F7	NA-II-50/4	35,0	19,0	34,0	2,25
F11	NA-II-75/3	31,0	17,3	34,1	2,61
F14	KA-E/4	32,9	11,9	28,7	5,00
F17	KA-I-25/6	28,7	14,9	36,4	
F21	KA-I-50/6	33,5	15,1	32,2	
F23	KA-I-75/6	29,7	22,3	36,9	

### 34.1.11.8. Feszítőbetét erőátadási hossza és behúzódása acélszál-erősítésű betonban

[Erdélyi L.–Kovács I.–Balázs L. (1999)]

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszék laboratóriumában acélszál-erősítésű betonból készített, héteres feszítőpásmával előfeszített gerendákon (80×1200×2000 mm) végeztek kísérleteket. A kísérletek során – fokozatos feszítőerő ráengedéssel – vizsgálták az erőátadási hossz változását a száladagolás (0, 0,5, 1 V%) függvényében. A feszítőerő fokozatos ráengedésének minden egyes teherlépcsőjében mérték a tartóvégi pászmabehúzóadásokat és a kísérleti tartók szélső szálainak beton deformációit.

A kísérleti eredmények alapján megállapították, hogy szálerősítésű betonban az erőátadási hossz és a tartóvégi pászmabehúzóadás értéke kisebb, mint a hagyományos, szálerősítés nélküli betonban.

Kísérleti eredményeik alapján az erőátadási hossz C35 jelű betonból készített előfeszített elemeken, ha a feszítőerő 125 kN:

- szálerősítés nélkül 388 mm (100%),
- szálerősítéssel 310–336 mm (80–87%).

### 34.1.11.9. Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak és hagyományos vasalás egyidejű alkalmazása esetén

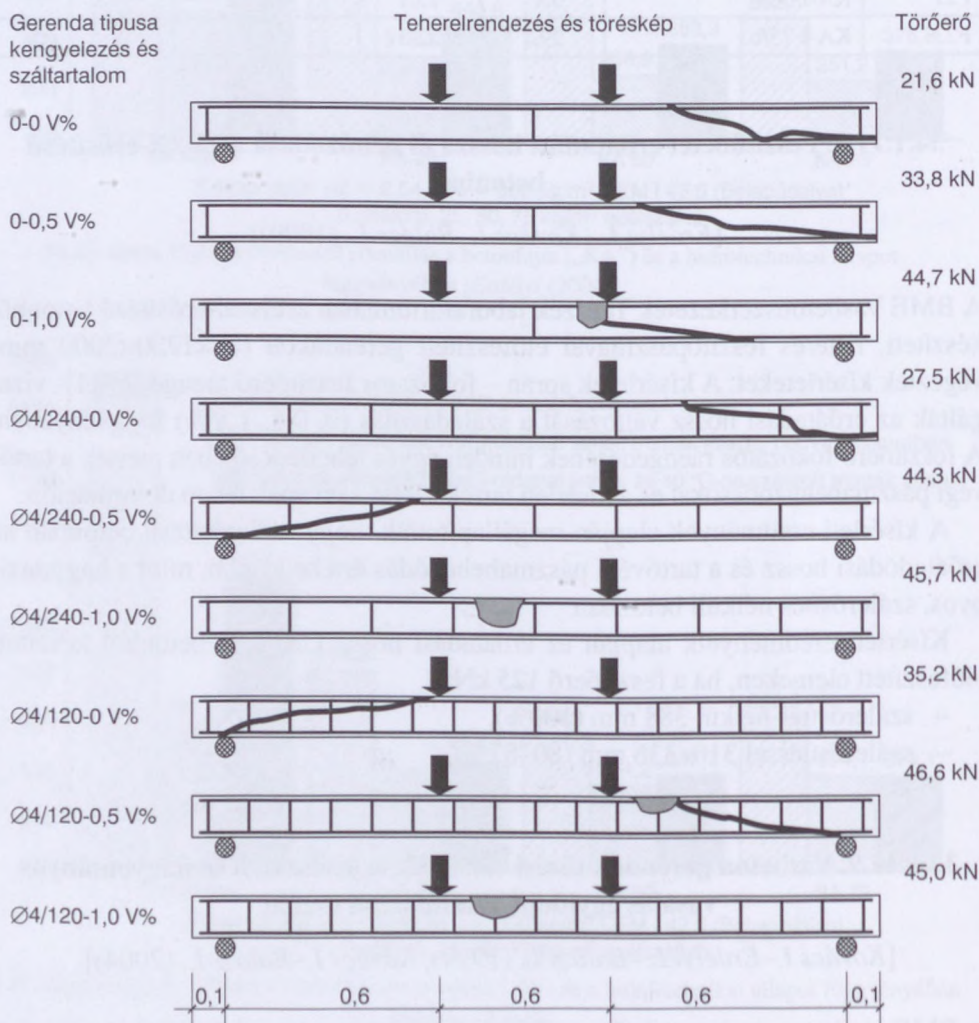
[Kovács I.–Erdélyi L.–Balázs L. (1999), Kovács I.–Balázs L. (2004)]

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének laboratóriumában kísérleteket végeztek acélszál-erősítésű beton anyagjellemzőinek meghatározására, valamint a belőlük

készített vasbeton gerendák (keresztmetszet 100×150 mm, hossz 2 m,  $A_s$ : 2Ø16,  $A_s'$ : 2Ø6, kengyelezés 0, Ø4/240, Ø4/120, szálerősítés 0, 0,5 V%, 1,0 V% D&D 30 mm hosszú, 0,5 mm átmérőjű hullámos acélszál) viselkedésének megismerésére. Az elvégzett kísérletek alapján az alábbiakat állapították meg.

### Anyagjellemzők

- Mind a *kockaszilárdság*, mind a *hengersizilárdság* csekély mértékben nőtt acélszál-adagolás esetén. Előbbi esetben 11...14%-kal, utóbbi esetben 21...27%-kal.



**34.28. ábra.** Acélszál-erősítésű vasbeton gerendák törésképei és törőerői (szálerősítés: D&D l=30 mm, Ø=0,5 mm hullámos szál [Kovács-Erdélyi-Balázs L. (1999)])



- A *henger hasító-húzó szilárdság* száladagolás esetén jelentősen nőtt. A növekedés a száltartalom függvényében közel lineárisra adódott, 1 V% száladagolás esetén több mint 100%-os növekedést tapasztaltak.
- Az anyag *szívóssága* (energiaelnyelő képessége) jelentősen megnövekedett acélszál-adagolás esetén.

### Gerenda hajlító vizsgálata

- Nyírási vasalás nélküli tartók nyírási teherbírása jelentősen megnőtt acélszálak esetén.
  - Nyírási vasalás használata esetén
    - a) ha nyomatéki tönkremenetel volt várható, a nyomatéki teherbírás nem nőtt jelentősen,
    - b) ha nyírási tönkremenetel volt várható, a törőerő értéke növelhető volt száladagolással és némely esetben már nem nyírási, hanem nyomatéki tönkremenetel következett be.
  - Teljes tönkremenetelig bekövetkező középponti lehajlás – száladagolás esetén – jelentősen megnövekedett (nagyobb törőerő mellett).
  - A törőteher 20...30%-áig alig volt mérhető repedéstágasság a szálerősítésű betonokban a húzott vasalás magasságában.
  - Az átlagos repedéstágasság és az egyedi repedéstágasságok csökkenő tendenciát mutattak acélszál-adagolás alkalmazása esetén.
- Példaképpen a 34.28. ábrát mutatjuk be.

## 34.2. Nem acél anyagú betétek szerepe a vasbeton szerkezetek korrózió elleni védelmében

[Balázs L.–Borosnyói–Csányi–Józsa–Kausay–Kopecskó–Nehme (2005)]

### 34.2.1. Fogalma

Amint azt a könyvsorozat első kötetében bemutattuk, a vasbeton rendkívül tartós is lehet, amennyiben a tervezés, a kivitelezés (bedolgozás, utókezelés) és a fenntartás megfelelő. A cement hidratációja során nagy mennyiségű szabad  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  szabadul fel és a bebetonozott acélbetétek felületén korrózió ellenálló passzív réteg alakul ki. Ez a passzív réteg mindaddig védi az acélbetéteket, míg a környező beton kémhatása  $\text{pH} > 9$ .

Tehát a korrózió kialakulásához betonban az alábbi tényezőknek együttesen kell jelen lennie:



- korrózióra alkalmas anyag (pl. gyengén ötvözött, melegen hengerelt betonacél),
- oxigén,
- víz (utóbbi kettő a kapilláris pórusokon keresztül képes a betonba hatolni),
- a beton kémhatásának pH 9 alá csökkenése.

Ez utóbbi a légkör CO<sub>2</sub>-tartalmának hatására – a cementkő karbonátosodása révén – minden, levegővel érintkező betonszerkezetnél létrejön bizonyos mélységig. Minél kisebb a cementkő porozitása, annál kisebb a karbonátosodás mélysége.

További súlyos korróziós veszélyt jelentenek a betonba hatoló, a korróziós folyamatot katalizáló *klorid-ionok* (jégmentesítő sózásból vagy tengervízből, esetleg adalékszerekből), melyeknek jelentőségét szintén elemeztük a 22. fejezetben.

A korrózió kialakulása elkerülhető, ha a fenti tényezők bármelyikét kizárjuk a folyamatból. Így a korrózió elkerülésének ígéretes megoldását jelenti a **korrózióálló, szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása**. Így magát a korrodáló anyagot, az acélt vonjuk ki a korróziós folyamatból.

### 34.2.2. Nem acél anyagú betétek alkalmazásának rövid története

[Balázs L.–Borosnyói (2000)]

Betonacélok helyett üvegszálás polimer (GFRP) betétek betonszerkezetekben való alkalmazásának gondolata már az ötvenes évek végén felmerült egyes kutatókban, sőt gerendákkal is végeztek kísérleteket [Rubinsky–Rubinsky (1959)]. Úttörő próbálkozásai azonban kudarcba fulladtak, mivel akkoriban még nem tudtak előállítani kedvező felületi kialakítású, a betonnal kellőképpen együttdolgozó betéteket.

Nagy szünet után, a hetvenes években került újra előtérbe a szálerősítésű polimerek alkalmazása. A kutatások főleg üvegszálás polimerekre irányultak. A legelső nem acél anyagú feszítőbetétet a német Bayer AG hozta forgalomba Polystal HLV (Hochleistung-Verbundstab) márkanéven. A cég komplett feszítési rendszert fejlesztett ki *üvegszálás betétekkel* és lehorgonyzó elemekkel. A nyolcvanas években világszerte próbálkoztak az üvegszálás polimer betétek hídépítési alkalmazásával, így Svédországban, a volt Szovjetunióban, Japánban, az Egyesült Államokban és más országokban is építettek ilyen hídszerkezeteket. A széles körű elterjedésnek az a tény vetett végül gátat, hogy a *hagyományos üvegszál nem volt alkáliálló, így a beton erősen lúgos kémhatása roncsolja*.

A nyolcvanas években széles körű kutatások folytak egyéb szálak előállítására is. A munka eredményeként, amelynek élén Japán járt, aramid (aromás poliamid) és szénszálak alkalmazására is lehetőség nyílt. Ezeket kezdetben csak az űrkutatásban és a hadiiparban alkalmazták (pl. golyóálló mellények), a fokozatos árcsökkenés azonban lehetővé tette a polgári repülőgépipari, az autógyártási, a szórakoztató



elektronikai (pl. hangfalak), a sportszergyártási (pl. sílécek, teniszütők), majd mérnöki alkalmazásokat. Betonszerkezetekben való alkalmazásra Japánban állítottak elő elsőként aramidszálas (pl. FiBRA, Technora) és szénszálas (pl. CFCC, Leadline) betéteket, és a mai napig itt készítik a legnagyobb mennyiségben. Európában többek között Hollandiában és Olaszországban találhatunk aramidszálas (Arapree) és szénszálas (Carbon-Stress, Carbopree) betéteket előállító cégeket.

E két utóbbi száltípus elsődleges előnye, hogy nagy szilárdságuk mellett kedvező a fáradási szilárdságuk is, és elektrolitikus korrózióval szemben teljesen ellenálló. A szénszálas teljes mértékben, míg az aramidszálas a mérnöki szerkezetek használati élettartama alatt alkáliállónak tekinthető.

A nem acél anyagú betétek építőmérnöki alkalmazása Japánban és Észak-Amerikában reneszánszát élte a kilencvenes években, és éli napjainkban is.

A gyakorló mérnökök körében az anyagi viselkedés ismeretének hiányán kívül másik akadályként a napjainkig viszonylag nagy anyagárát is meg kell említenünk. Szálerősítésű polimer szerkezeti anyagok termelése 1970-ben kezdődött, és közelítően lineárisan nőtt. 2000-ben a 3800 millió fontot érte el [Busel–Lockwood (2000)], amely folyamatosan növekvő tendencia egyben az anyagár csaknem folyamatos csökkenését is jelenti. A jövőben e szerkezeti anyagok felhasználásának további jelentős növekedése várható, amely az anyagár további csökkenését fogja maga után vonni. Teljes élettartamra vonatkozó költségelemzéssel (Life Cycle Cost Analysis) a korrózióálló szálerősítésű polimer (FRP) betétek gazdaságos építőmérnöki alkalmazása azonban már a jelenlegi anyagár esetén is igazolható.

Több mint száz azon hídszerkezetek száma a világon, amelyekben szálerősítésű polimer (FRP) betéteket építettek be acélbetétek részleges vagy teljes helyettesítésére. Ezek egy része gyalogos-, illetve kerékpárhíd, másik része közúti, illetve autópályahíd, de találhatunk köztük magas vezetetésű elektromágneses lebegtetésű vasút hídgerendáit is. E hídszerkezetek – kevés kivételtől eltekintve – Japánban és Észak-Amerikában találhatók, az európai alkalmazások száma tíz körüli [Tokyo Rope (1993), Taerwe, (1995), El-Badry (1996), JCI (1997), Crivelli (1998)]

Megemlítünk néhányat a szálerősítésű polimer (FRP) betétek felhasználásáról hidak és egyéb építményekhez köréből:

1. Feszített beton hídszerkezetek: utótfeszített szalaghíd [Hata (1998), előre gyártott, előtfeszített gerendahíd [Rizkalla–Tadros (1994), Rizkalla et al. (1998)] monolit felszerkezet, külső és belső kábelvezetéses utótfeszített szerkezet [Karbhari (1998)], iránytöréssel vezetett feszítőbetétek [Grace–Abdel (1998)] stb.
2. Nem feszített hídszerkezetek: többtámaszú, folytatólagos felszerkezet [Thippeswamy et al., (1998)], acélbetét nélküli betonlemez felszerkezet együttdolgozó elemi [Bakht–Mufti (1998)].
3. Ferde kábeles hidak tartókábelei [Meier–Meier (1996), Taerwe–Matthys (1999)].
4. Feszített síkfödémek [Tokyo Rope (1993)].

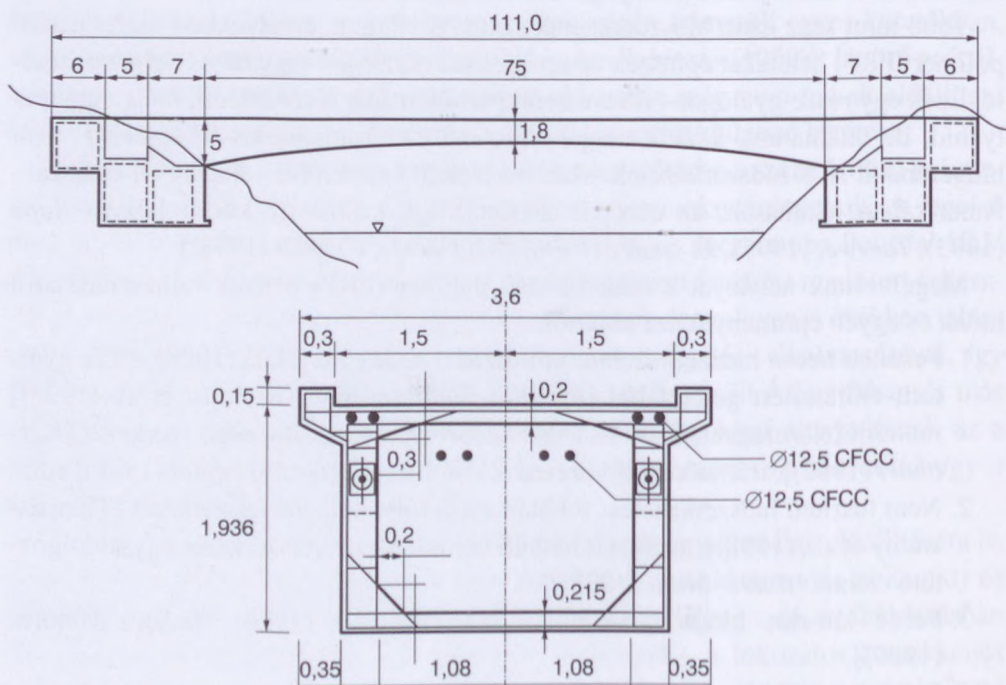


5. Előre gyártott, előfeszített távvezeték-oszlopok [FRP International (1997)].
6. Utófeszített faszerkezetek [Tokyo Rope (1993), ISIS (2000)].
7. Tengeri létesítmények (pl. olajfűrótornyok) [FRP International (2000)].
8. Kőzet- és talajhorgonyok [Tokyo Rope (1993)].
9. Lövellt beton [Fukuyama (1999)].
10. Hálós erősítés téglá- és kőszerkezetekhez [AKZO (1992)].
11. Együttdolgoztató csapok [ISIS (2000)].
12. *Intelligens szerkezetek* (FRP betétek, beépített száloptikai érzékelőkkel) [Liu, (2000)].

A következőkben – a teljesség igénye nélkül – bemutatjuk az FRP betétek néhány építőmérnöki alkalmazását.

A nyolcvanas évek első felében üvegszálás betétekkel szerzett, nem igazán kielégítő európai tapasztalatok miatt Japánban eleinte csak kis terhelésű, gyalogos-, illetve kerékpárhidakat készítettek az új anyagokkal. Japánnak az volt a koncepciója, hogy a szerkezetek esetlegesen eltérő viselkedését lehetőleg minél több típusú szerkezeten és a lakosság veszélyeztetése nélkül tanulmányozzák. Ezért a nagyobb méretű és teherbírású hidakat is eleinte magánterületen építették (golfklubok, nemzeti parkok stb.).

1988 októberében készítették el az első szénszálás betétű feszített hidat Japánban. A 6,1 m hosszú, 7,0 m széles közúti híd helyszíni lemezzel együttdolgoztatott, előre gyártott gerendás kialakítású [Tokyo Rope (1993)]. Ezt követte 1989 márciusában a



34.29. ábra. A Tsukude-híd hossz- és keresztmetszete



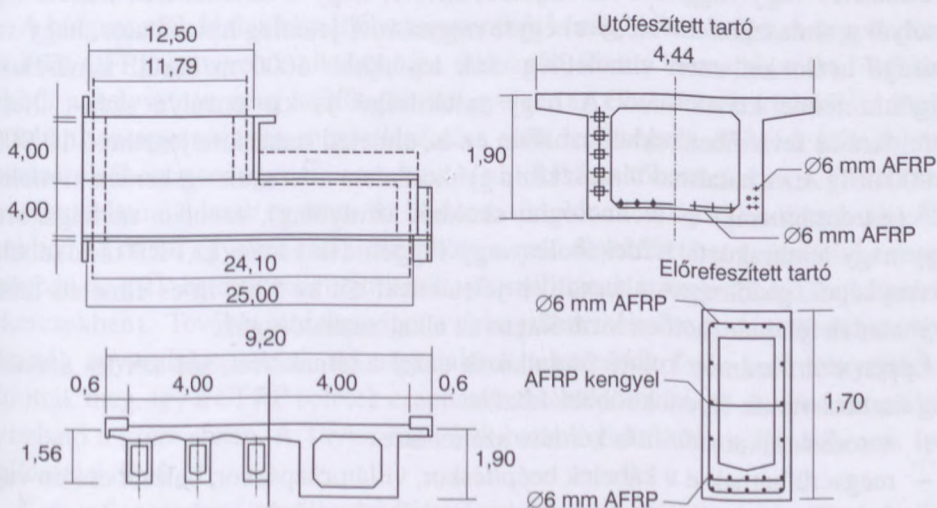
8,0 m hosszú, 2,5 m széles Nagatsu gyaloghíd, amely üzemben előre gyártott, feszített tömör lemezes szerkezetű. 1992 végéig három, kis terhelésű (kerékpáros) hidat építettek, feszített üreges lemez felszerkezettel, 7,6–10,5 m támaszközzel, a Hakuit és Ganmont összekötő 32 km-es kerékpárúton.

Az 1990-es évek elején indult meg Japánban a nagyobb fesztávú szerkezetek építése. Ezeknek egyik szép példája az 54,5 m támaszközü, 1,7 m széles Birdie-híd. Felszerkezete bennmaradó zsaluzatos, utófeszített lemez, ún. szalaghíd. A szalaghidak gazdaságosan, állványzat nélkül építhetők. Az építés során először a szerelőkábeleket feszítik ki, melyekre felfüggesztik az előre gyártott paneleket. Az iránybeállítást és összebetonozást követően befűzik a csúszókábeleket és a megfeszítés alatt folyamatosan figyelik a szerkezet belógását.

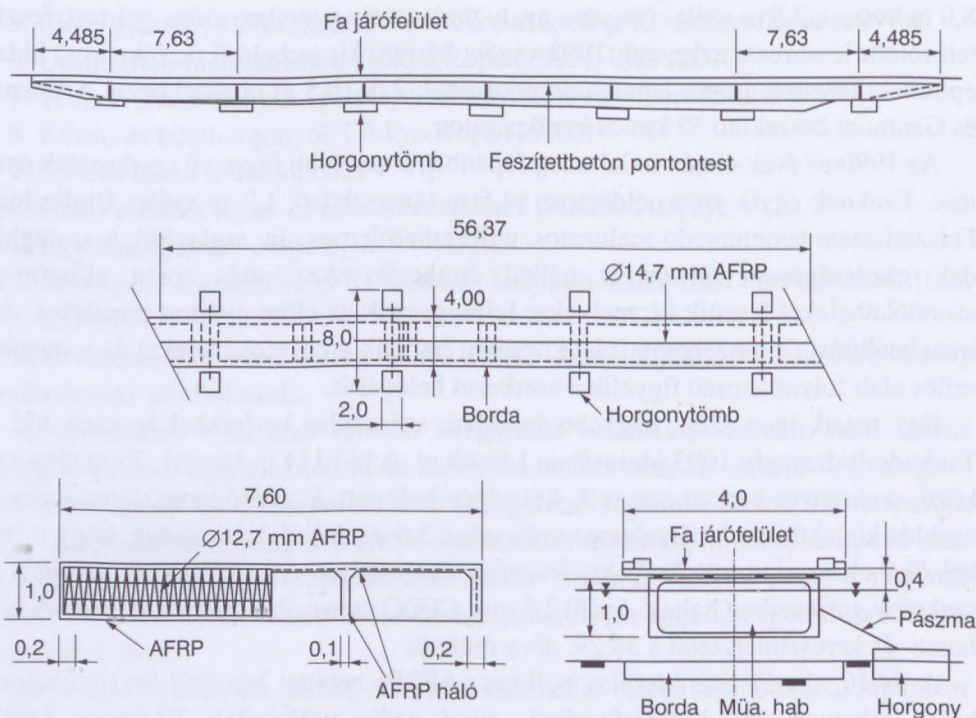
Egy másik igen szép, nagyobb fesztávú, szénzálás betétekkel feszített híd a Tsukude-híd, amely 1993 júniusában készült el. A híd 111 m hosszú, 75 m támaszközü, szekrényes keresztmetszetű, két végén befogott, középső keresztmetszetében csuklós kialakítású. A pályalemez szélessége 3,6 m. A híd érdekessége, hogy mind belsőkábeles, mind külsőkábeles feszítést alkalmaztak. A belsőkábeles feszítést a szekrény gerinceiben haladó  $6 \times \varnothing 12,5$  mm CFCC szénzálás pászma alkotja. A híd hossz- és keresztmetszetét a 34.29. ábra mutatja.

A 34.30. ábrán aramidszálás polimer (AFRP) betéttel készített feszítettbetonhidat láthatunk, mind előrefeszített, mind pedig utófeszített Technora AFRP feszítőbetétekkel. A híd szélessége 4,6 m, az előrefeszített szakasz hossza 12,5 m, míg az utófeszített szakasz hossza 25,0 m.

Szintén tipikus példája a nem acél anyagú betétek tengeri létesítményeknél való felhasználásának a bemutatott tengeri olajfúró torony lehorgonyzása, amelyet aramidszálás (AFRP) betétekkel oldottak meg.



34.30. ábra. Aramidszálás polimer betéttel feszítettbeton híd jellegzetes részletei



34.31. ábra. Pontonhidak részletei

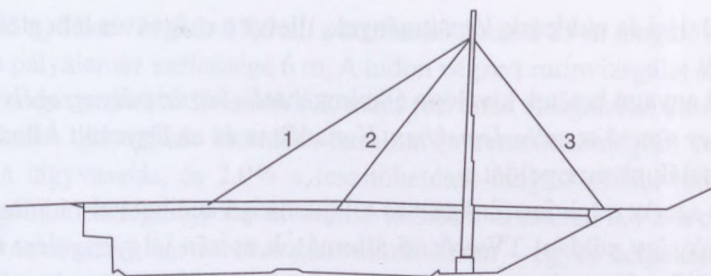
A 34.31. ábrán feszített beton pontonhíd példáját szemlélhetjük. Az 56,37 m hosszúságú pontonhíd szélessége 4,0 m, járófelülete fa anyagú. Feszítőbetétei aramidszálas (AFRP) polimer rudak.

A nagy támaszközű hidak tervezésének egyik alapvető szerkezeti kérdése, hogy ferdekábeles vagy függőhíd készüljön-e, illetve, hogy a tartókábelek mérete (így önsúlya) a támaszköz növelésével egyre nagyobb. A jelenleg használatos, nagy szilárdságú acélokkal ezért elméletileg csak legfeljebb 5000 m körüli támaszközű függőhíd lenne kialakítható. A nagy szilárdságú és kis önsúlyú szén-, illetve aramidszálas feszítőbetétekkel azonban ez az elméleti határ kiterjeszhető 10 000–14 000 m-ig. Ez a hatalmas támaszköz a gyakorlatban nem szükségszerűen kivitelezhető (gazdaságossági és technológiai okokból kifolyólag), azonban rávilágít arra, hogy nagy támaszközű, ferdekábeles vagy függőhidak esetén az FRP tartókábelek versenyképes, gazdaságos alternatívát jelentenek, sőt az 5000 m-es elméleti határt meghaladva feltételezhetően kizárólagos az alkalmazhatóságuk.

Éppen ezért számos kutató foglalkozik ezzel a témakörrel, sok kérdés azonban még tisztázásra vár. Ilyenek többek között:

- aerodinamikai stabilitás kérdése szélteherre,
- megsérülhetnek-e a kábelek beépítéskor, villámcsapáskor, baleset esetén vagy szándékos rongáláskor a kisebb keresztirányú szilárdság miatt,
- okozhat-e a jég lekopást a kábelek felületén,





34.32. ábra. A Box Lane gyaloghíd vázlatos kábelelrendezése

- eltér-e a kábelek tartós és fáradási szilárdsága a kísérleti extrapolációktól,
- mennyi legyen a kábelek tervezési igénybevétele stb.

Nem acél anyagú betétek alkalmazására ferdekábeles szerkezetben ma még csak néhány kísérleti példát találhatunk. E területen azonban további fejlődés várható.

Szénszálas kábelek első alkalmazására 1996-ban Svájcban került sor, a Storchenbrücke ferdekábeles hídján Winterthurban. Az acél merevítőtartós, 124 m (63 m + 61 m) hosszú, egy pilonos híd 24 tartókábeléből kettőt készítettek szénszálas polimerből: az 5. és 6. 130- $\varnothing$ 7 mm acélkábel helyettesítették 241- $\varnothing$ 5 mm CFRP kábelrel. Mivel az acél- és szénszálas kábelek külső átmérője csaknem azonos, a szénszálas kábel nem befolyásolja a híd esztétikai képét. A szénszálas kábelekben folyamatosan mérik az alakváltozásokat.

Nagy-Britanniában is találunk két kísérleti hídszerkezetet, melyek közül az egyik tartókábeleit aramidszálas polimerből (Aberfeldy-híd), míg a másikat szénszálas kábelekkel készítették (Box Lane gyaloghíd, Staffordshire). Ez utóbbi vázlatos kábelelrendezését a 34.32. ábrán láthatjuk. A híd aszimmetrikus kábelezésű, acél pilonos és merevítőtartós, nyílásai 38,55 m és 12,60 m, a kábelek pedig 19,5-20,5-28,9 m hosszúak.

A híderendák kialakítása több szempontból is nagy jelentőségű. Az egyik, a már említett CFRP kengyelek alkalmazása (ezt azért fontos kiemelni, mert FRP betétekből a helyszínen nem hajlíthatók kengyelek, az éles törések kialakítása csak a gyárban, az ágyazóanyag megszilárdulása előtt lehetséges). Ennél a hídnál alkalmaztak elsőként nem egyenes vonalvezetésű FRP feszítőbetéteket is. A CFCC betétes elemekben 32 darab egyenes és 14 darab tört vonalú, míg a Leadline betétes elemekben 38 darab egyenes és 18 darab tört vonalú feszítőbetétet építettek be (enyhe szögben az FRP betétek meghajlíthatók, pl. szállításuk is megoldható 2 m átmérőjű tekercekből). További érdekessége a felszerkezetnek, hogy a pályalamez és a főtartók együttdolgoztatását a kengyeleknek a gerendák fején való túlnyújtásával oldották meg, így a CFRP betétek csapathatással történő nyíróerő-átadása is tanulmányozható a szerkezeten. A Taylor-híd 1998-ban elnyerte a Harry H. Edwards Ipari Fejlesztési díjat.

*Nem mágnesezhető szerkezetek készítésének igénye* esetén szintén sikerrel alkalmazhatók a nem mágnesezhető, szálerősítésű polimer betétek. Tipikus példái az

orvosi, távközlési és nukleáris létesítmények, illetve a mágneses lebegtetésű vasutak tartógerendái.

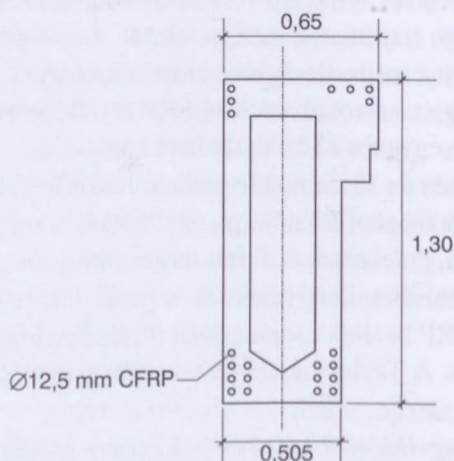
Nem acél anyagú betétek kiválóan alkalmazhatók *közúti pályaszegélyekben*, illetve *New Jersey típusú szegélyelemekben*. Kanadában és az Egyesült Államokban számos helyen találunk erre példát.

Vasbeton szerkezetek ferromágneses tulajdonságú acélbetétei rádióhullámokat is leárnyékolnak, így például TV-erősítő állomások esetén jelgyengülést okozhatnak. A szálerősítésű polimerek nem mágnesezhető tulajdonságuk következtében sikerrel alkalmazhatók ebben az esetben is.

További sikeres alkalmazási példa a szálerősítésű polimer betétek beépítése elektromágneses lebegtetésű vasutak betontartóiba. Ugyanis a jármű haladásához létrehozott erős mágneses tér a vasbeton gerendák acélbetéteiben – kedvező elektromágneses tulajdonságaik miatt – örvényáramot indukál, ami a jármű és a tartók között mágneses vonzást eredményez. Ez a mágneses vonzás a menetellenállást növeli, hatása nagyságrendekkel felülmúlja a légellenállás hatását. Ezen okokból számos kísérleti vonalon építették be Japánban a nem mágnesezhető FRP betéteket elektromágneses lebegtetésű vasutak beton főtartóiba. A 34.33. ábrán a Yamanashi Maglev kísérleti mágnesvasútpálya 12,58 m fesztávolságú, CFRP pászmákkal feszített betongerendáinak keresztmetszetét láthatjuk.

Híd szerkezetek külső kábeles utófeszítéssel való megerősítését régóta sikerrel alkalmazzák. Erre általában azokban az esetekben kerül sor, amikor a szerkezet tehernövekedése, túlterhelése, vagy egyes igénybevételeinek helytelen számításba vétele miatt a túlzott alakváltozások meg nem engedhető mértékű repedéstágasságot eredményeznek. A módszerrel lehetőség van mind hajlítási, mind nyírési teherbírás-növelésre.

Ilyen megerősítésre példa: 1998 őszén egy kétnyílású szekrény keresztmetszetű, kétsávos, közúti feszített vasbeton híd Intragnában, a Ri di Verdasio felett [Meier,



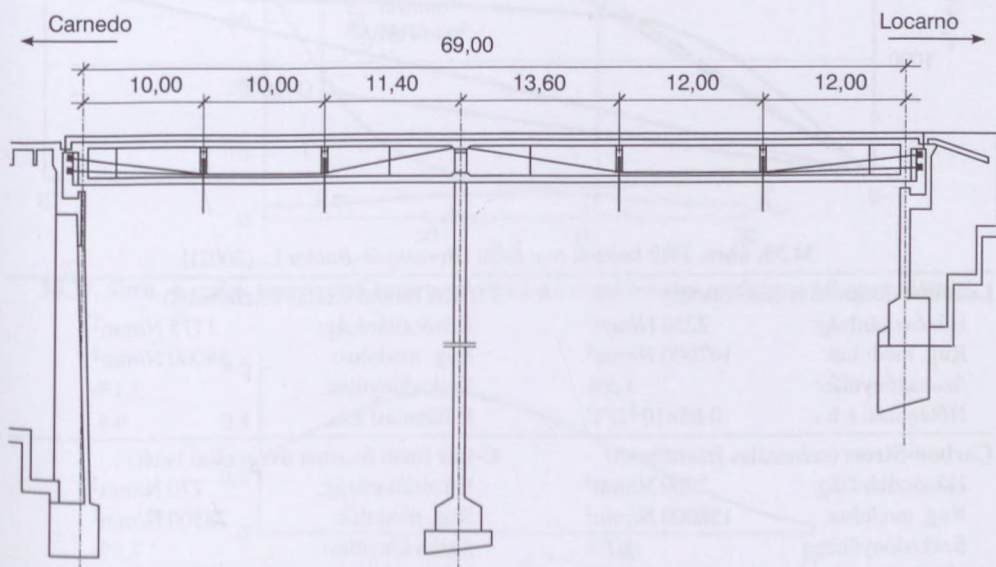
34.33. ábra. CFRP pászmákkal utófeszített tartó a Yamanashi Maglev mágnesvasúthoz, Japán



2000]. A híd nyílásai: 31,4 és 37,6 m, a közbenső támasz 25 m magas, karcsú vasbeton pillér, a pályalemez szélessége 6 m. A hídon végzett rutinvizsgálat során átázásokat és korróziós nyomokat fedeztek fel, majd részletes vizsgálattal kimutatták, hogy a tartószerkezet betonjának kloridion-tartalma (a cement tömegére vonatkoztatva) 2,8% volt a lágyvasalás, és 2,0% a feszítőbetétek magasságában (emlékeztetünk, hogy a megengedett legnagyobb kloridion-tartalom általában 0,4% a cement tömegére vonatkoztatva). *A híd 14 éves használata során – egyes helyeken – a vasalás teljes keresztmetszetében elkorrodált.*

A szerkezet megerősítését 4 db törtvonalban vezetett szénzálás feszítőbetéttel végezték, melyek mindegyike 19 db 5 mm átmérőjű szénzálás huzalból állt. A kezdeti feszítési feszültség  $1610 \text{ N/mm}^2$  volt, ami a feszítőbetétek húzószilárdságának 65%-a. A megerősítést számos kísérlet előzte meg a gyártó (BBR Ltd.) és az EMPA dübendorfi laboratóriumaiban, melyek során többek között a szénzálás kábelek véglehorgonyzási módját és az irányeltérítő elemek megengedhető legkisebb görbületi sugarát vizsgálták. Ez utóbbi (tekintettel a szénzálás betétek relatíve kis keresztirányú szilárdságára) 3,0 m volt. A híd hosszmetsetét a szénzálás kábelek vonalvezetésével együtt a 34.34. ábra szemlélteti.

Feszített beton vasúti keresztaljak esetén a feszítőbetétek rövid erőátadási hossza a követelmény. Mivel a szálerősítésű polimer feszítőbetétek erőátadódási hosszai (speciális felületi kialakításuknak köszönhetően) általában kisebb, mint a hagyományos acél feszítőbetéteké, így alkalmazásuk indokolt vasúti keresztaljakhoz is.



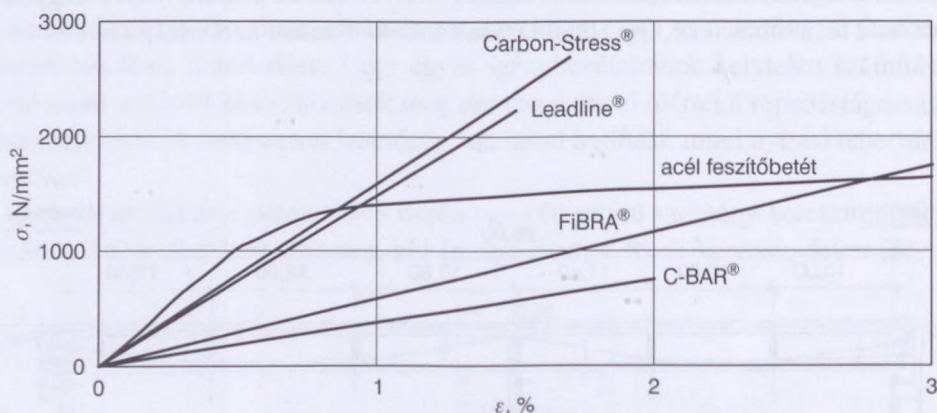
34.34. ábra. A Ri di Verdasio hídjának hosszmetsete [Meier (2000)]

### 34.2.3. Szálerősítésű polimer (FRP) betétek tulajdonságai

[Borosnyói–Balázs L. (2004)]

Az FRP betéteket szálerősítésű polimerből készítik. Húzószilárdságuk és rugalmassági modulusuk a szálak típusától, a szálak hossz tengellyel bezárt szögétől, a száltartalomtól (általában 60–70 V%), a keresztmetszet alakjától és az ágyazóanyag típusától függenek. Szálerősítésű polimer betétek szilárdságának meghatározásakor figyelembe kell venni a száltartalmat. Húzószilárdságuk 700–3500 N/mm<sup>2</sup>, rugalmassági modulusuk 38000–300000 N/mm<sup>2</sup>, szakadónyúlásuk 0,8–4,0% tartományban lehet [Rostásy (1996), Balázs L.–Borosnyói (2000)] (34.35. ábra). A húzószilárdságot ezenkívül még a betétek átmérője is befolyásolhatja, ugyanis a betét felületén, a betonról átadódó nyíróerő hatására az egyes elemi szálakban eltérő alakváltozás (feszültség) ébred az ágyazóanyag alakváltozó-képessége miatt [Achillides (1998)]. Így nagyobb átmérőjű betétek fajlagos húzószilárdsága kisebb.

Fontosnak tartjuk itt megemlíteni, hogy szálerősítésű polimerek esetén *minden anyagjellemző* (szilárdság, rugalmassági modulus, Poisson-tényező stb.) *irányfüggő*, azaz a vizsgált irány és a szálak tengelye által bezárt szög függvénye. Az anyagjellemzők általában szélső értékeket vesznek fel a szálak tengelyével párhuzamosan



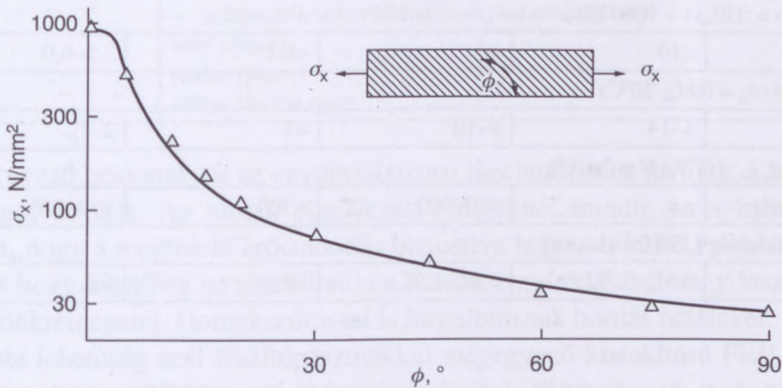
34.35. ábra. FRP betétek  $\sigma$ - $\epsilon$  ábrái [Borosnyói–Balázs L. (2002)]

<b>Leadline</b> (szénszálalás feszítőbetét)	<b>FIBRA</b> (aramidszálalás feszítőbetét)
Húzószilárdság: 2250 N/mm <sup>2</sup>	Húzószilárdság: 1775 N/mm <sup>2</sup>
Rug. modulus: 147000 N/mm <sup>2</sup>	Rug. modulus: 58000 N/mm <sup>2</sup>
Szakadónyúlás: 1,5%	Szakadónyúlás: 3,1%
Hőtágulási e.h.: $0,68 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	Hőtágulási e.h.: n.a.
<b>Carbon-Stress</b> (szénszálalás feszítőbetét)	<b>C-Bar</b> (nem feszített üvegszálalás betét)
Húzószilárdság: 2700 N/mm <sup>2</sup>	Húzószilárdság: 770 N/mm <sup>2</sup>
Rug. modulus: 158000 N/mm <sup>2</sup>	Rug. modulus: 38500 N/mm <sup>2</sup>
Szakadónyúlás: 1,7%	Szakadónyúlás: 2,0%
Hőtágulási e.h.: $0,2 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	Hőtágulási e.h.: $7,0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

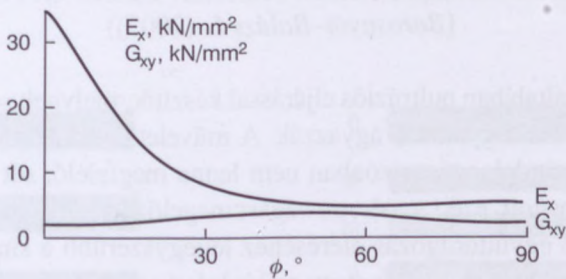


( $\Theta = 0$ ), illetve a szálak tengelyére merőlegesen ( $\Theta = 90^\circ$ ), vizsgálva. Üvegszál-erősítésű polimer (GFRP) példáján mutatjuk be a szálak tengelyével bezárt szögnek a hatását a húzószilárdságra (34.36. ábra), a rugalmassági modulusra (34.37. ábra) és a Poisson-tényezőre (34.38. ábra) [Piggott, (1980)]. Megfigyelhetjük, hogy a húzószilárdság és a rugalmassági modulus maximális értékét a szálakkal párhuzamosan kapjuk meg, míg legkisebb értéküket a szálakra merőlegesen vesszük fel. Ezzel szemben a Poisson-tényező maximális értékét kb.  $\Theta = 45^\circ$  esetén érhetjük el, míg a két szélső esetben ( $\Theta = 0^\circ$  és  $\Theta = 90^\circ$ ) az alkalmazott szál Poisson-tényezője dominál.

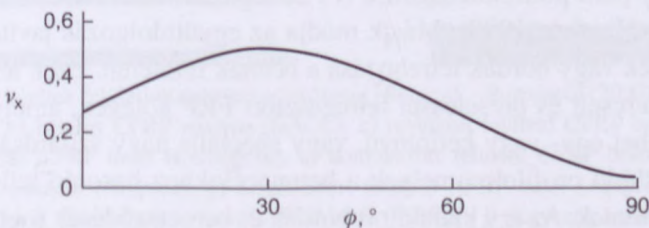
Az FRP betétek tartós és sokszor ismételt terhelésre kedvezőbben viselkednek, mint az acélbetétek, kúszásuk és relaxációjuk általában kisebb, tartós szilárdságuk



34.36. ábra. A szálak tengelyével bezárt szög hatása a húzószilárdságra ( $\sigma_x$ ) [Piggott (1980)]



34.37. ábra. A szálak tengelyével bezárt szög hatása a rugalmassági modulusra [Piggott (1980)]



34.38. ábra. A szálak tengelyével bezárt szög hatása a Poisson-tényezőre [Piggott (1980)]

és fáradási szilárdságuk nagyobb, mint a hagyományos acélbetéteké [Taerwe, (1995)]. Az összes szempontot figyelembe véve, legkedvezőbb tulajdonságai a jelenleg hozzáférhető betétek közül a szénszál-erősítésű polimer betéteknek vannak (34.7. táblázat).

**34.7. táblázat.** FRP betétek kúszásának relaxációja, fáradási és tartós szilárdsága acél feszítőbetéttel összehasonlítva

	GFRP	AFRP	CFRP	feszítőacél
$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	700-2500	1200-3000	1500-3000	1500-2000
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	35-55	50-125	110-300	195-210
$\varepsilon_u$ (%)	2,6-4,5	2,3-4,1	0,5-1,8	2,5-3,5
Kúszás ( $\sigma = 0,8f_u$ ; $t = 1000$ h)				
$\Delta\varepsilon$ [%]	<10	<5	<0,1	2,5-6,0
Relaxáció ( $\sigma_0 = 0,8f_u$ ; 20°C)				
$\rho_{1000}$ [%]	4-14	9-10	<1	2-12
Fáradás ( $\sigma_{max} = 0,7f_u$ ; $N = 2 \times 10^6$ )				
$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	n.a.	200-300	>300	170-200
Tartós szilárdság (100 évre becsült)				
	$0,5f_u-0,7f_u$	$0,6f_u-0,7f_u$	$>0,9f_u$	n.a.

#### 34.2.4. Szálerősítésű polimer (FRP) betétek felületi kialakítása és tapadása

[Borosnyói-Balázs L. (2002)]

Az FRP betéteket általában pultrúziós eljárással készítik, melynek során a párhuzamosan futó elemi szálakat gyantába ágyazzák. A művelet során létrejött, javarészt sima felületű rudak együttdolgozása azonban nem lenne megfelelő, sőt a szálak tökéletes védelme sem biztosított, ezért a méretre vágást megelőzően a betéteket felületkezelik.

A tökéletesebb együttdolgozás eléréséhez legegyszerűbb a sima felületű betéteket homokszórással ellátni, vagyis nagy szilárdságú ragasztóval finom homok, szilikát vagy alumíniumoxid szemcséket erősíteni a felületre. A kísérletek szerint a legjobb eredmény para-polifenilénszulfid (PPS) ragasztóval érhető el, amely egy hőre lágyuló anyag (Tepfers, 1998). Másik módja az együttdolgozás javításának felületi egyenetlenségek vagy bordák létrehozása a betétek felületén. Ezek lehetnek spirális alakban feltekeresztelt és préssel felragasztott FRP kötegek, amelyeknek menetemelkedése lehet egy- vagy kétirányú, vagy speciális nagy szilárdságú kerámiából készített ismétlődő profilok, amelyek a betonacélokhöz hasonló külsőt kölcsönöznek az FRP betétnek. Az így kialakított bordák és bemetsződések jobban nekifeszül-



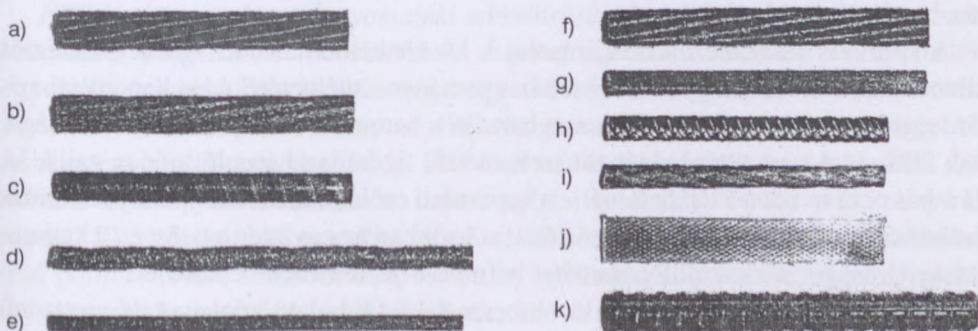
34.8. táblázat. Acél és nem acél anyagú betétek kialakításának összehasonlítása

Acél anyagú betétek	Nem acél anyagú betétek
<i>nem feszített betét</i>	<i>feszített és nem feszített betét</i> (homokszórással vagy anélkül)
– sima	– sima (smooth)
– bordás	– a műgyanta felület konkáv-konvex kialakítással
<i>háló</i>	– pászma ( <i>strand</i> )
<i>feszített betét</i>	– fonott betét ( <i>braided</i> )
– sima huzal	– rovátkolt felületű ( <i>indented</i> )
– rovátkolt huzal	– mag körül spirálisan csavart szál ( <i>spirally wounded</i> )
– pászma	– préselt vagy ragasztott bordázatú ( <i>deformed</i> )
– bordás feszítőrúd	– spirális FRP köteggel ( <i>spiral patterned</i> )
– kábel	– periodikus profillal ( <i>ribbed</i> )
	– szimmetrikus bordákkal ( <i>axisymmetrical lugs</i> )
	<i>háló (mesh)</i>
	<i>szalag (plate)</i>
	<i>szövet (textile type)</i>

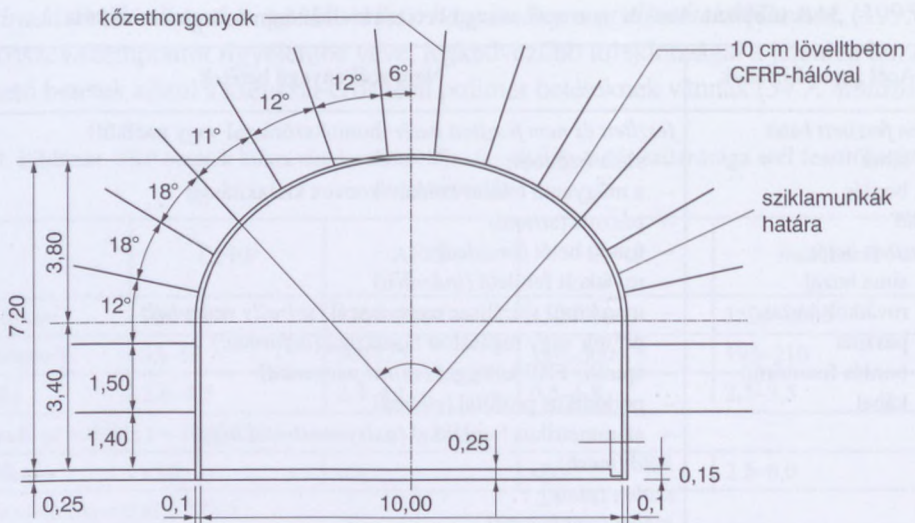
nek a környező betonnak, és az együttlőgözősi mechanizmust javítják, a kapcsolati szilárdságot növelik. Az utólag elhelyezett rétegeknél mindig az a legfontosabb szempont, hogy a megfelelő erőátadódás biztosítva legyen a külső és belső rétegek között, és hogy lehetőleg ne alakuljon ki a bordák elnyíródásával vagy leszakadásával járó tönkremenetel. Homokszórással is forgalmaznak bordás betéteket.

További lehetőség acél feszítőpásmákkal megegyező kialakítású FRP pászmák létrehozása, illetve FRP kötegekből fonott betétek előállítás.

Az acél és nem acél anyagú betétek kialakításának összehasonlítását a 34.8. táblázatban láthatjuk. FRP betétek változatos felületi kialakítási lehetőségeit szemlélteti a 34.39. ábra.



34.39. ábra. FRP betétek felületi kialakítási lehetőségei [Balázs L.–Borosnyói (2000)] a) héteres CFRP pászma (CFCC); b) héteres CFRP pászma (NACC); c) rovátkolt felületű CFRP betét (Leadline); d) homokszórt, bordás CFRP betét (Carbopree); e) homokszórt felületű CFRP betét (Carbon-Stress); f) héteres AFRP pászma (Arapree); g) homokszórt felületű AFRP betét (Arapree); h) periodikus bordázatú AFRP betét (Technora); i) fonott AFRP betét (FiBRA); j) négyzög keresztmetszetű AFRP betét (Arapree); k) periodikus bordázatú GFRP betét (C-bar)



34.40. ábra. A tartály metszete

[Balázs L.–Borosnyói–Csányi–Józsa–Kausay–Köpecskő–Nehme (2005)]

Az FRP betétek együttdolgozási mechanizmusa számos tekintetben eltérhet a hagyományos acélbetétektől. Az anyagi összetevők sokféleségének lehetőségén kívül a különböző gyártási eljárások, bevonatok és felületi kialakítások az együttdolgozás megjelenését, illetve az együttdolgozás tönkremenetelét jelentősen befolyásolják.

Az együttdolgozás tönkremenetele szempontjából jelentős különbség lehet az acél, illetve a nem acél anyagú betétek között. Acél anyagú betétek esetén az együttdolgozás tönkremenetele mindig a beton tönkremenetelét jelenti a betonszilárdság lokális kimerülése miatt. Nem acél anyagú betétek esetén azonban az együttdolgozás tönkremenetele bekövetkezhet az utólagosan felvitt egyéb réteg (pl. homokszórás, bordázat stb.) leválásával is.

A speciális felületkezelési eljárásoknak köszönhetően az FRP betétek adhéziós ellenállása általában nagyobb, mint a hagyományos acélbetéteké, és kapcsolati szilárdságuk az esetek többségében meghaladja a betonacélok kapcsolati szilárdságának 80%-át. Az együttdolgozás tönkremenetele fizikailag hasonló módon zajlik le, és – bár nem minden FRP betétnél – a kapcsolati erők mindhárom típusa jelentkeznek (adhézió, mechanikai kapcsolat, súrlódás). Azonban az együttdolgozást és a kapcsolati szilárdságot sokkal több paraméter befolyásolja, mint acélbetéteknél.

A 34.40. ábrán egy speciális, lövellt beton-falú, föld alatti kőolajtartály esettanulmányát mutatjuk be, melyben a hálós vasalást szén-szálalás betétekkel helyettesítették. A létesítmény Kagoshimában (Japán), a tengerhez közel helyezkedik el. Mivel fennállt a veszélye, hogy a talajvíz tengervízzel keveredik, és így a kloridionok károsíthatják a lövellt beton acélbetéteit, a korrózióálló szén-szálalás betétek mellett döntött a megrendelő. A feladat során 500 000 m<sup>2</sup> lövellt betont építettek be szén-szálalás hálóval.



## 34.2.5. Összefoglalás

A korrózió elkerülésének ígéretes megoldását jelenti a korrózióálló, szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása, mert így magát a korrodáló anyagot, az acélt vonjuk ki a korróziós folyamatból. Több mint száz azon hídszerkezetek száma a világon, amelyekben szálerősítésű polimer (FRP) betéteket építettek be acélbetétek részleges vagy teljes körű helyettesítésére. A fejezetben bemutatunk néhány ismert szerkezeti alkalmazást szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel híd és egyéb építmények köréből, többek között: feszített beton hídszerkezetek, utófeszített szalaghidak, előre gyártott, előfeszített gerendahidak, monolit feszített felszerkezetű hidak, nem feszített hídszerkezetek, ferde kábeles hidak tartókábelei, feszített síkfödémek, tengeri létesítmények, kőzet- és talajhorgonyok, lövellt beton, együttdolgoztató csapok stb.

Az FRP betéteket szálerősítésű polimerből készítik. Húzószilárdságuk és rugalmassági modulusuk a szálak hosszteneggel bezárt szögétől, a száltartalomtól függ.

## 34.2.6. Kutatás

### 34.2.6.1. Szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készíthető betonelemek tervezési kérdései

[Borosnyói–Balázs L. (2004)]

A szerzők összefoglalták szálerősítésű polimerrel (FRP) feszített betonelemek tervezési kérdéseit, összehasonlították a hagyományos vasbetonszerkezetek tervezési elveivel.

Megállapításaik a következők:

*FRP betétes szerkezetek nyomatóki teherbírásának számítása* – a vasbeton szerkezeteknél megszokott módszerrel – a keresztmetszetek vetületi és nyomatóki egyensúlya alapján, figyelembe véve, hogy a tönkremenetel a nyomott betonöv morzsolódásával következik be, azaz az alkalmazott vasaláserősség mindenkor nagyobb, mint az egyensúlyi vasaláserősség. FRP betétes betonelemek nyírási teherbírás számítható elvében használhatók az ismert nyírási modellek, és bár számos nyírási modell áll rendelkezésre, a terület teljes mértékben még nem tisztázott. A szálerősítésű polimer (FRP) feszítőbetétek esetén az erőátadódási hossz általában rövidebb, így nagyobb keresztirányú erők ébrednek, mint a hagyományos acél feszítőbetétek esetén, ezzel esetleg növelve a tartóvégi felhasadás kockázatát. A lehorgonyzási zóna erőjátékának ismerete ezért igen fontos a szálerősítésű polimer feszítőbetétek esetén.

*FRP betétes betonszerkezetekre* jelenleg még nincs általánosan elfogadott szabvány szintű előírás. Ennek kifejlesztése a témával foglalkozó szakemberek számára

elsődleges fontosságú. Egyes témakörökre már születtek javaslatok, sőt nemzetközi projektek is foglalkoznak az FRP betétes betonszerkezetek szabványosításának kérdésével (pl. EUROCRETE projekt az Európai Unió tagországi részvételével). A megfontolandó kérdések felölelik a vasbeton szerkezetek tervezésének teljes területét.

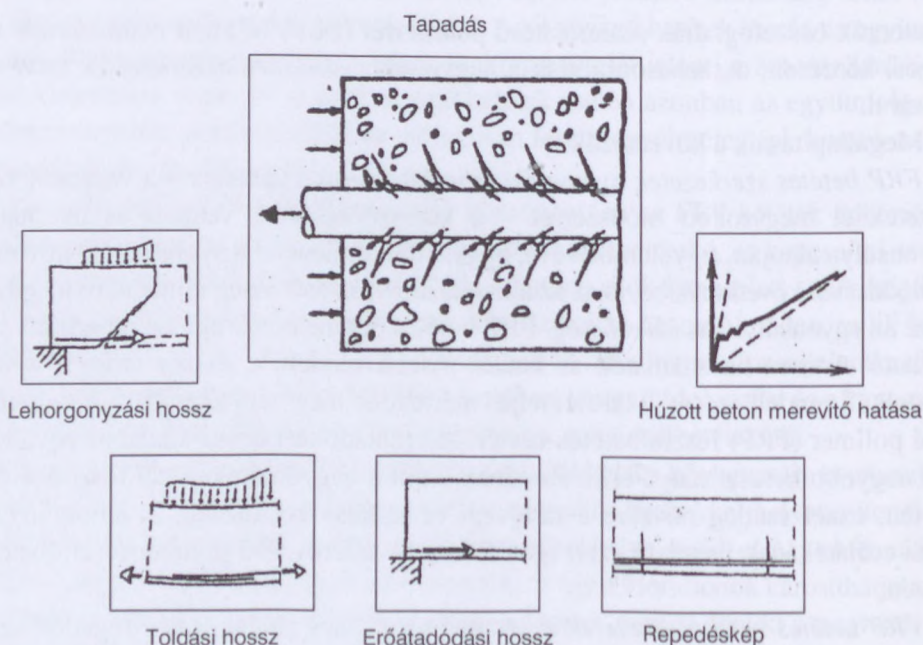
### 34.2.6.2. Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban

[Borosnyói–Balázs L. (2002)]

A nem acél anyagú betéteket szálerősítésű polimerből készítik. Mechanikai tulajdonságaik és felületi kialakításuk jelentősen eltérhet a hagyományos acélbetétektől.

Az FRP betétek további lényeges tulajdonsága, hogy statikus tehelés hatására *lineárisan rugalmasan viselkednek* egészen a tönkremenetelig, majd ridegen szakadnak. A 34.35. ábrán különböző FRP betétek és egy acél feszítőpászma  $\sigma$ – $\epsilon$  diagramjait láthattuk a (Leadline és Carbon-Stress szénszálalás betétek, FiBRA aramid-szálalás betét, C-BAR üvegszálalás betét) [Borosnyói–Balázs L. (2002)].

Vasbeton szerkezetek viselkedése szempontjából az egyik legfontosabb tényező az együttműködés (*tapadás*) a beton és a betétek között, függetlenül attól, hogy acélbetéteket vagy nem acél anyagú betéteket alkalmazunk, illetve hogy feszített vagy nem feszített a szerkezet (34.41. és 34.42. ábrák)[Balázs (1992)]. A tapadás (vagy



34.41. ábra. A tapadásból közvetlenül származtatható jelenségek [Balázs (1992)]



speciális lehorgonyzó elemek) nélkül a két anyag nem lenne képes együttes tehervisszelésre.

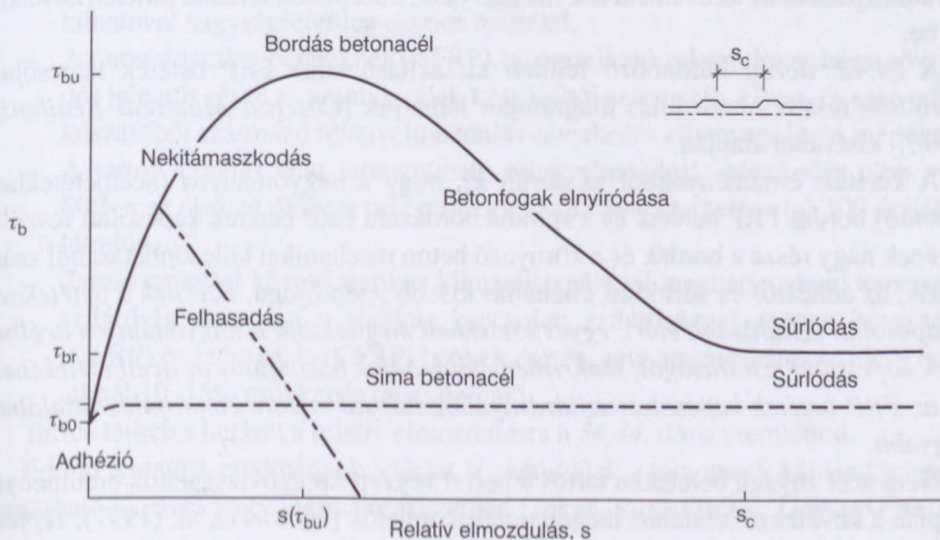
Az együttlalozási mechanizmus, valamint az együttlalozás mértéke alapvetően befolyásolja a szerkezet hajlításí, nyírásí és csavarásí teherbírást, valamint viselkedését használhatóságí határállapotban [Bartos (1982), Borosnyói–Balázs L. (2004, 2005)]. A használhatóságí határállapot egyes jelenségei, mint pl. a szerkezet repedezettségí állapota és a húzott betétek merevítő hatása közvetlenül a két anyag együttlalozásából származtatható [Balázs (1992)]. A betétek lehorgonyzásí és toldásí hosszai, illetve a feszítőbetétek erőátadódásí hosszai szintén nem határozhatók meg az együttlalozásí mechanizmus ismerete nélkül. Az együttlalozás minősége ezenkívül még a szerkezetek duktilitására is hatással lehet [Lees–Burgoyne (1999)]. A 34.41. ábrán a tapadásból származtatható legfontosabb jelenségeket foglalták össze.

A vasbetonszilárdság-tanban általában azzal a feltételezéssel élünk, hogy a beton és a bebetonozott acélbetétek teljes mértékű együttlalozása biztosítva van anélkül, hogy a beton és az acélbetét között relatív elmozdulás alakulna ki.

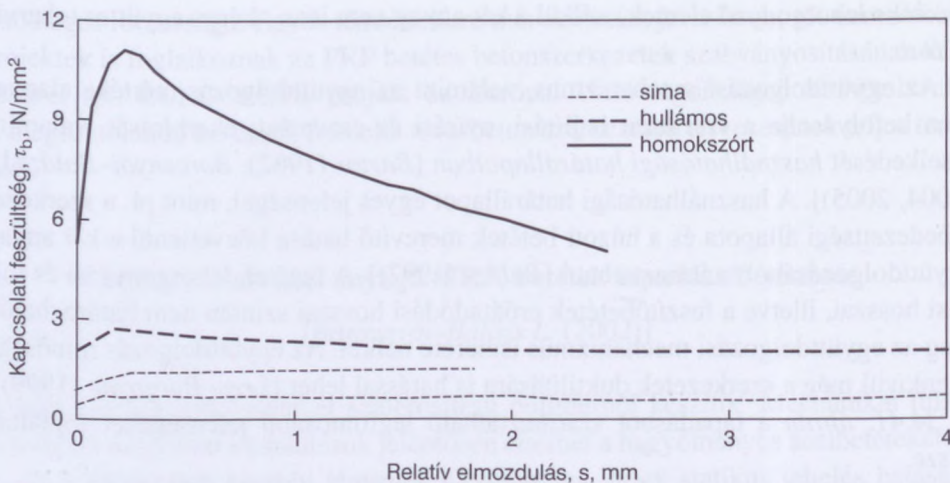
Vasbeton elemeknél az együttlalozás tönkremenetele alábbi módokon következhet be:

- A betétek körül a bordák magasságában a beton hengerpalást alakban elnyírdik (*kihúzóadásos tönkremenetel*).
- Elégtelen betonfedés esetén a nyomási trajektóriákra merőleges repedések a felszínig terjednek, a betonfedés lereped, ami kengyelezés hiányában a szerkezet széteséséhez vezet (*felhasadásos tönkremenetel*).

Vagyis látható, hogy vasbeton elemeknél az együttlalozás tönkremenetele minden esetben a beton szilárdságának lokális kimerülésével jár.



34.42. ábra. Acélbetétek kapcsolati feszültség relatív elmozdulás ábrái [Balázs (1991)]



34.43. ábra. FRP betétek  $\tau_p$ -s ábrái [Cosenza–Manfredi–Realfonzo (1996)]

Az együttdolgozást befolyásoló legfontosabb paraméter a *betét felületi kialakítása* (bordázottság). A bordázottság számszerűsítésére Rehm (1961) vezette be a relatív bordafelület fogalmát.

Az acél és nem acél anyagú betétek kialakításának összehasonlítását a 34.8. táblázatban láthattuk. FRP betétek változatos felületi kialakítási lehetőségeit szemlélítette a 34.39. ábra.

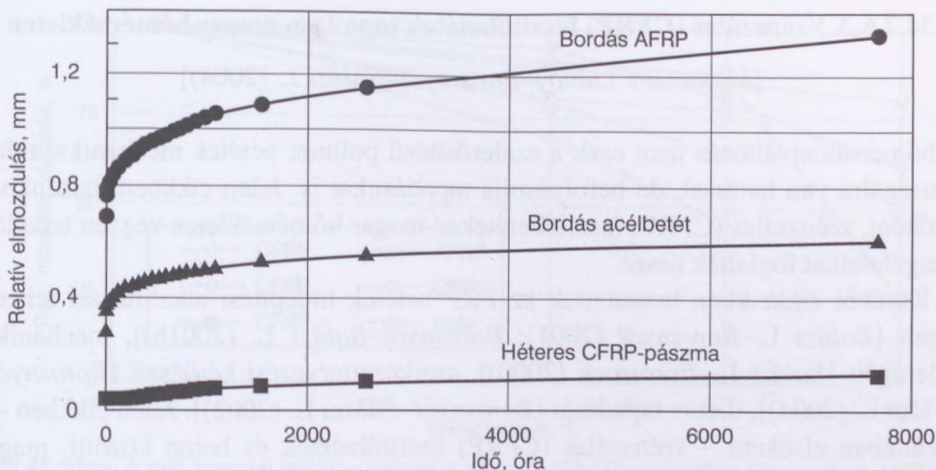
A sima betétek együttdolgozási tulajdonságainak javítása legegyszerűbben úgy érhető el, hogy homokszórással látják el felületüket. Ezzel adhéziójuk jelentős mértékben megnő és a betétek kapcsolati szilárdsága elérheti a bordás acélbetétekét  $\tau_{bu} = 12,05 \text{ N/mm}^2$  [Cosenza–Manfredi–Realfonzo (1996)], azonban a betétek együttdolgozásának tönkremenetele rideggé válik, a szemcsék leválása hirtelen következik be.

A 34.42. ábrán különböző felületi kialakítású sima FRP betétek kapcsolati feszültség-relatív elmozdulás diagramjait láthatjuk [Cosenza–Manfredi–Realfonzo (1996)] kísérletei alapján.

A kutatási eredményekből az derült ki, hogy a hagyományos (acélbetétekhez hasonló) bordás FRP betétek és a spirális bordázatú FRP betétek kapcsolati feszültségének nagy része a bordák és a környező beton mechanikai kölcsönhatásából származik, az adhéziós és súrlódási ellenállás kisebb jelentőségű. Ezeknek a betéteknek a kapcsolati szilárdsága eléri, egyes esetekben meghaladja a hagyományos acélbetétek kapcsolati szilárdságát, tönkremeneteli módjuk hasonlatos az acélbetétekéhez, de az FRP betétek kapcsolati szilárdságához tartozó relatív elmozdulás általában nagyobb.

Nem acél anyagú betéteken tartós teherrel végzett kihúzóvizsgálatok eredményei alapján a következő általános megállapítások tehetőek [Hattori et. al. (1997), Tepfers (1998)]:





34.44. ábra. Tartós terhelés hatása a relatív elmozdulásra [Hattori et al. (1997)]

- Az FRP betétek felületi kialakításának jelentős hatása van az együttdolgozás kúszására, azaz a tartós teher alatt bekövetkező relatív elmozdulás növekményre (akárcsak a statikus terhelés alatt mérhető relatív elmozdulásokra). Az FRP betét rugalmassági modulusa azonban nem befolyásolja számottevően a jelenséget.
- A terhelőerő növelésével az együttdolgozás kúszása értelemszerűen nő: a húzóerőt kétszeresére növelve a relatív elmozdulások növekedése is hozzávetőlegesen megkétszereződik, de a növekedés tendenciája alapvetően nem változik.
- Az együttdolgozás kúszása még alacsony teherszint (statikus kapcsolati szilárdság 50%-a) mellett is számottevő, azonban a bordás acélbetéteknél tapasztalhatóval nagyságrendileg azonos mértékű.
- Az aramidszálas betéteknél (AFRP) tapasztalható relatív elmozdulás-növekedés jelentős része az aramidszálas kúszásából származik. Üveg- és szénszálas kúszásából származó relatív elmozdulás-növekedés elhanyagolható mértékű.
- A tartós terhelés alatt tapasztalható relatív elmozdulás-növekedés több mint 50%-a az első 24 órában, míg mintegy 65–85%-a a terhelés első 100 órájában létrejön.
- Tartós terhelést követő statikus kihúzóvizsgálattal meghatározható kapcsolati szilárdság nagysága a statikus kapcsolati szilárdsággal azonos üvegszálas (GFRP) és szénszálas (CFRP) betétek esetén, míg aramidszálas (AFRP) betéteknél 10–15% csökkenés tapasztalható.

Tartós terhelés hatását a relatív elmozdulásra a 34.44. ábra szemlélteti.

Eddigi kutatási eredmények szerint a szénszálas számottevő károsodása nem mutatható ki savas vagy lúgos környezetben [Tokyo-Rope (1993), Uomoto (2001)].

### 34.2.6.3. Szénszálás (CFRP) feszítőbetétek tapadása magas hőmérsékleten

[Majorosné Lublóy–Borosnyói–Balázs L. (2004)]

A hőmérsékletváltozás nem csak a szálerősítésű polimer betétek mechanikai tulajdonságaira van hatással, de befolyásolja tapadásukat is. Jelen cikkben, hazánkban elsőként, szénszálás (CFRP) feszítőbetéteken magas hőmérsékleten végzett tapadási vizsgálataikat foglalták össze.

Korábbi cikkeikben bemutatták az FRP betétek hídépítési alkalmazási lehetőségeit [Balázs L.–Borosnyói (2001); Borosnyói–Balázs L. (2001b)], mechanikai jellemzőit [Balázs L.–Borosnyói (2000)], szerkezettervezési kérdéseit [Borosnyói–Balázs L. (2004)], illetve tapadását [Borosnyói–Balázs L. (2002)]. Jelen cikkben – a hazánkban elsőként – szénszálás (CFRP) feszítőbetétek és beton közötti, magas hőmérsékleten végzett, tapadási vizsgálataikat foglalták össze.

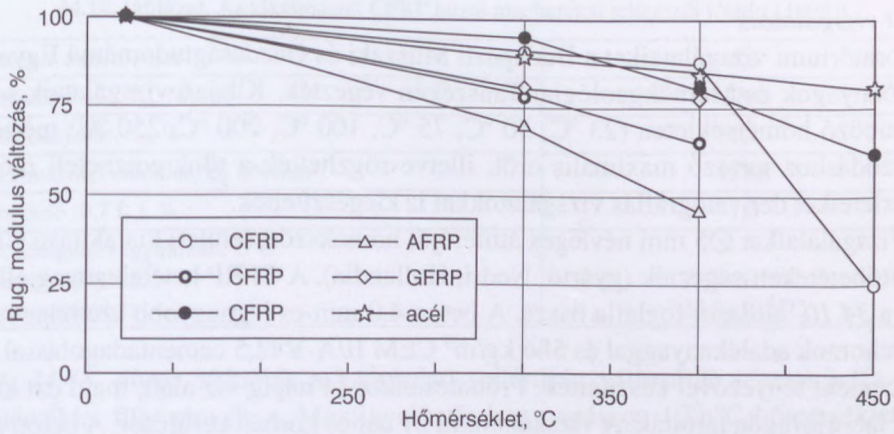
A 34.9. táblázatban szálak, ágyazóanyagok, szálerősítésű polimer betétek és beton lineáris hőtágulási együtthatóit mutatják be. A szálerősítésű polimerek lineáris hőtágulási együtthatóját tengelyirányban elsősorban a szálak, míg keresztirányban az ágyazóanyag határozza meg. Tengelyirányú lineáris hőtágulási együtthatójuk általában kisebb, mint a betoné, esetenként negatív előjelű is lehet. Keresztirányú hőtágulási együtthatójuk viszont meghaladja a betonét, akár 5–8-szorosan is.

A húzószilárdság és a rugalmassági modulus hőmérsékletfüggő anyagjellemzők a 34.45. ábrán bemutatják FRP betétek és acélbetét rugalmassági modulusainak változását a hőmérséklet függvényében [Tanao et al (1997)]. Megfigyelhető, hogy az FRP betétek rugalmassági modulusa már viszonylag kis hőmérséklet-növekedés esetén is csökkenő tendenciát mutat, ami az ágyazóanyagban lejátszódó kémiai átalakulások következménye. Azt is megfigyelhetjük, hogy az alkalmazott száltípusnak igen jelentős hatása van a jelenségre. A legnagyobb változást az aramidszálás

34.9. táblázat. Lineáris hőtágulási együtthatók [Majorosné Lublóy–Borosnyói–Balázs L. (2004)]

Anyag	Lineáris hőtágulási együttható, $\times 10^{-6}$ 1/K	
	tengelyirányban	keresztirányban
szénszál	-0,9...+0,7	8...18
aramidszál	-6,0...-2,0	55...60
üvegszál	5...15	5...15
ágyazóanyagok	60...140	
CFRP	-0,5...1,0	20...40
AFRP	-2,0...-1,0	60...80
GFRP	7...12	9...20
beton	6...13	



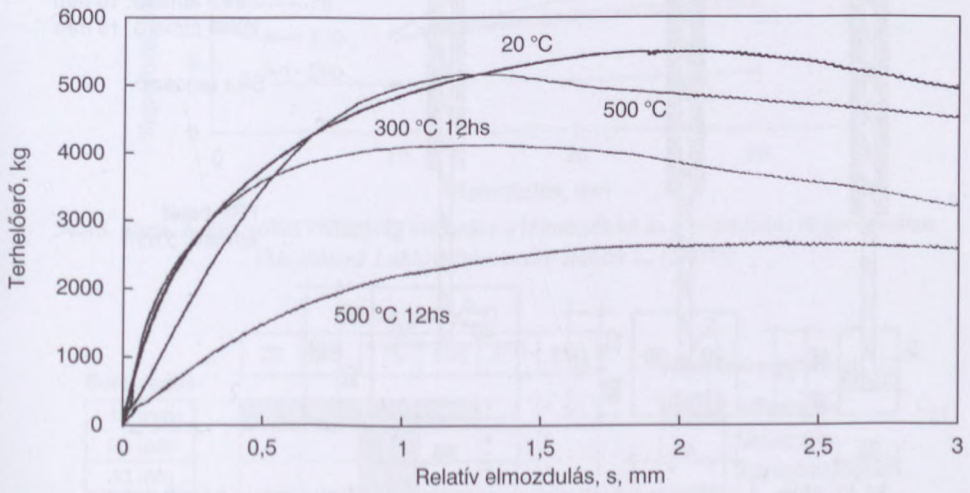


34.45. ábra. A rugalmassági modulus változása a hőmérséklet függvényében [Tanao et. al. (1997)]

(AFRP) betétek esetén tapasztaljuk, hiszen ott maga a szál is polimer. Legkedvezőbb tulajdonsága a szénszálás (CFRP) betéteknek van.

A polimerek igen gyakran éghető, a hőmérsékletváltozásra érzékeny anyagok. A szálerősítésű polimer betétek hőmérsékletváltozásra való érzékenységét, tűzállóságát ezért elsősorban az ágyazóanyag határozza meg. Az ágyazóanyag tönkremenetele már 150–200 °C-on érzékelhető. Maguk a szálak általában ellenállóbbak a hőmérséklettel szemben: aramidszál 200 °C-ig, üvegszál 300–500 °C-ig, szénszál 800–1000 °C-ig [Rostásy (1996)].

A hőmérséklet növekedésének hatása a tapadásra két módon is megfigyelhető: 1. megváltozik a kapcsolati feszültség – relatívmozdulás-ábra alakja, rendszerint csökken a kapcsolati merevség, és 2. csökken a kapcsolati szilárdság. A két jelenség érzékeltetésére bemutatjuk (34.46. ábra).



34.46. ábra. A kapcsolati függvény változása a hőmérséklet függvényében [Giacco et al. (2002)]

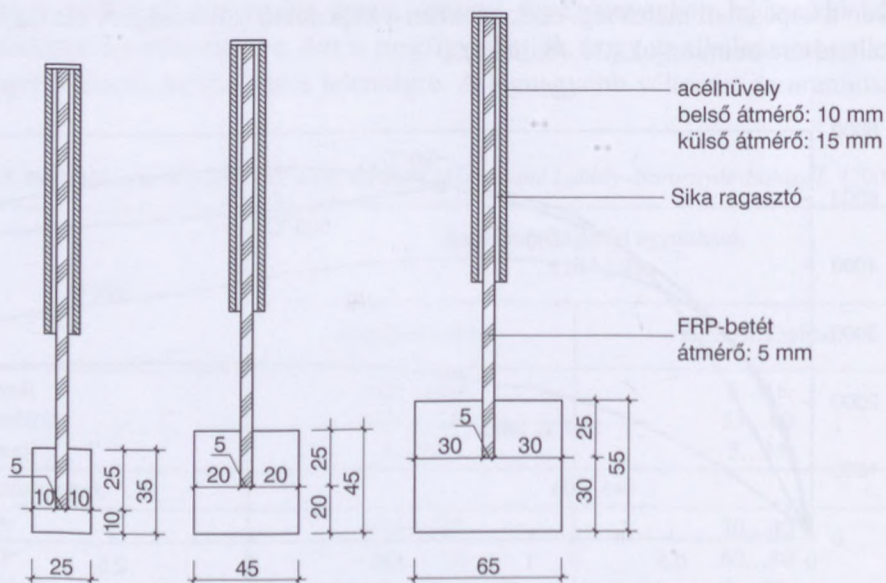
## Saját vizsgálataik

Laboratóriumi vizsgálataikat a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszékén végezték. Kihúzó vizsgálataik során különböző hőmérsékleten (23 °C, 50 °C, 75 °C, 100 °C, 200 °C, 250 °C) mérték a kihúzódáshoz tartozó maximális erőt, illetve rögzítették a tönkremeneteli módot. Kísérleteiket derivatográfias vizsgálatokkal is kiegészítették.

Vizsgálataikat  $\varnothing 5$  mm névleges átmérőjű, homokszórt felületi kialakítású CFRP feszítőbetéteken végezték (gyártó: Nedri, Hollandia). A CFRP betétek anyagjellemzőit a 34.10. táblázat foglalja össze. A beton 4,0 mm-es legnagyobb szemmagyságú kvarchomok adalékanyaggal és  $586 \text{ kg/m}^3$  CEM II/A-V42,5 cementadagolással, 0,5 víz-cement tényezővel készítették. Próbatesteiket 14 napig víz alatt, majd ezt követően laborlevegőn tárolták. A vizsgálatokra 21 napos korban került sor. A beton nyomószilárdságának átlagértéke  $f_{cm} = 35 \text{ N/mm}^2$ , hajlító-húzó szilárdságának átlagértéke  $f_{ctm} = 5,31 \text{ N/mm}^2$  volt a vizsgálatok időpontjában.

A kísérlet változó paramétere a betonfedés (10, 20 és 30 mm) és a hőmérséklet (23 °C, 50 °C, 75 °C, 100 °C, 200 °C, 250 °C) volt. A próbatestek kialakítását a 34.47. ábra szemlélteti. Az együttdolgozási hossz 25 mm ( $= 5 \cdot \varnothing$ ) volt minden próbatestnél.

A kihúzó vizsgálatokat elmozdulás-vezérléssel, 10 mm/perc alakváltozási sebességgel hajtották végre. A kívánt hőmérséklet elérését, illetve a hővesztéséget termoelemekkel mérték a CFRP huzalok közvetlen közelében, hogy pontos eredményt kapjanak a próbatest belsejében uralkodó hőmérsékletről. A hővesztés csökkenését a kihúzás pillanatáig úgy érték el, hogy a próbatesteket hőszigetelő anyaggal vették körül, amelyet a próbatesttel egyidejűleg a szárítószekrényben melegítettek fel.



34.47. ábra. A próbatestek kialakítása a tapadás vizsgálatára magas hőmérsékleten  
[Majorosné Lublőy–Borosnyói–Balázs L. (2004)]



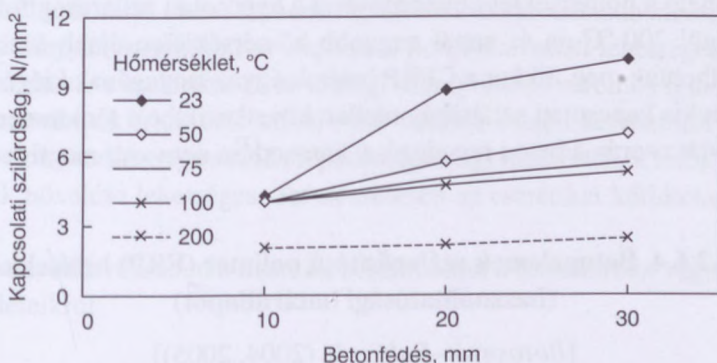
34.10. táblázat. Az alkalmazott CFRP huzal mechanikai jellemzői [Nedri (1998)]

Névleges átmérő, mm	5,0
Húzószilárdság, $f_{hu}$ , N/mm <sup>2</sup>	2700
Szakadónyúlás, $e_{fu}$ , %	1,7
Rugalmassági modulus, $E_f$ , kN/mm <sup>2</sup>	158,8
Relaxáció ( $0,7 f_{fu}$ ), %	1,0
Lin. hőtágulási együttható, 1/°C	
– tengelyirányban	$0,2 \times 10^{-6}/°C$
– keresztirányban	$23,0 \times 10^{-6}/°C$

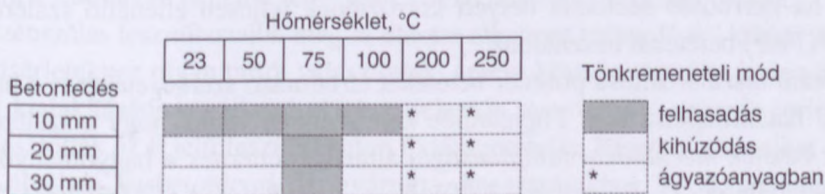
A 34.48. ábrán láthatják a kapcsolati szilárdság változását a betonfedés és a hőmérséklet függvényében. Megfigyelhető, hogy egészen 100 °C hőmérsékletig a kapcsolati szilárdság annál nagyobb, minél nagyobb a betonfedés. 200 °C-on a kapcsolati szilárdság független a betonfedéstől, mert a tönkremenetelt az ágyazóanyag tönkremenetele határozza meg.

A 34.49. ábra a tönkremeneteli módokat foglalja össze. Három tönkremeneteli módot figyeltek meg:

1. Kihúzódasos tönkremenetel (ezen belül további két lehetséges tönkremeneteli mód volt: 23 °C-on a betét egészben kihúzódt, míg 50 °C felett a homokszórás leszakadt a betétek felületéről kihúzóadás közben.



34.48. ábra. A kapcsolati szilárdság változása a hőmérséklet és a betonfedés függvényében [Majrosné Lublóy–Borosnyói–Balázs L. (2004)]



34.49. ábra. Tönkremeneteli módok [Majrosné Lublóy–Borosnyói–Balázs L. (2004)]

2. *Felhasadásos tönkremenetel* (miközben a betonfedés a betétek tengelyével párhuzamosan felhasadt).

3. *Ágyazóanyag tönkremenetele* (magas hőmérsékleten a betét epoxi ágyazóanyaga tönkrement – ekkor kihúzódáskor a beton repedésmentes maradt). Megfigyelhetjük, hogy a 10 mm-es betonfedéssel készített próbatestek 100 °C-ig a hőmérséklettől függetlenül minden esetben felhasadással mentek tönkre (ami az elégtelen betonfedés következménye). 200 °C-on és annál nagyobb hőmérsékleten az ágyazóanyag tönkremenetele következett be. A 20 mm-es és 30 mm-es betonfedéssel készített próbatesteknél ezt a jelenséget figyelték meg. 23 °C-on és 50 °C-on a kihúzódásos tönkremenetel tapasztalható. A betonfedés már elégséges ahhoz, hogy felhasadás ne alakuljon ki. Megjegyezték, hogy 23 °C-on és 50 °C-on némileg eltért a kihúzódás módja: 23 °C-on a betét egészben kihúzódott, míg 50 °C felett a homokszórt kellősítő réteg leszakadt a betétek felületéről, kihúzódás közben. Ez arra utal, hogy a homokszemcsék rögzítésére szolgáló ragasztóanyag már 50 °C-on veszít szilárdságából. 75 °C-on minden esetben felhasadást tapasztaltak. Ennek oka a beton és a CFRP betét eltérő keresztirányú hőtágulásában keresendő. Ezen a hőmérsékleten olyan mértékű alakváltozás-különbség alakult ki, amely a kihúzóerővel párosulva a betonfedés felhasadását eredményezte mind 20 mm, mind pedig 30 mm betonfedés esetén. 100 °C-on a tönkremenetel ismét kihúzódással következett be, felhasadás nem volt. Ezen a hőmérsékleten a CFRP betét ágyazó anyaga már olyan mértékben átalakult (az üvegesedési hőmérséklet fölött vagyunk), hogy a keresztirányú, felhasadást eredményező alakváltozások már nem alakulnak ki. Amint az a 34.49. ábrán is megfigyelhető a hőmérséklet növekedésével a kapcsolati szilárdság folyamatosan csökken. Végül 200 °C-on és annál nagyobb hőmérsékleten újabb tönkremeneteli módot figyelhetünk meg. Ekkor a CFRP betétek ágyazóanyagának kiégése megkezdődik és igen kis kapcsolati szilárdság mellett következik be a tönkremenetel. A betétek kihúzódása során a beton repedezése, károsodása nem volt megfigyelhető.

#### **34.2.6.4. Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel (használhatósági határállapot)**

[Borosnyói–Balázs L. (2004, 2005)]

Beton és vasbeton szerkezetek acélbetétei korróziós károsodásának megelőzését jelenti, ha korrodáló acélbetét helyett korrózióknak teljesen ellenálló szálerősítésű polimer (FRP) betéteket használunk.

Tervezni a szálerősítésű polimer betéteket tartalmazó szerkezeteket is a használhatósági határállapotra kell. Figyelembe kell azonban venni, hogy a szálerősítésű polimer betétek *mechanikai tulajdonságai* általában eltérnek a hagyományos acélbetétekétől [Balázs L.–Borosnyói (2000); Borosnyói–Balázs L. (2002; 2004, 2005)].



Húzószilárdságuk általában nagyobb, rugalmassági modulusok és szakadási nyúlásuk kisebb, mint a hagyományos feszítőacéloké. A szálerősítésű polimer betétek lineárisan rugalmas – rideg anyagok, így tönkremenetelük pillanatában a felhalmozódott rugalmas alakváltozási energia felszabadul, a szerkezeti elem ridegen tönkremegy. A szálerősítésű polimer betétek *felületi kialakítása* szintén eltér a hagyományos acélbetétektől, aminek jelentős hatása van a szerkezeti viselkedésre [Borosnyói–Balázs L. (2002)].

Cikkük első részében bemutatják a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapotait és összehasonlítják a szálerősítésű polimer betétekkel készített betonelemeknél elért külföldi tapasztalatokkal. Ezt követően cikkük második részében részletesen bemutatják az e területen Magyarországon (a BME Építőmérnöki Karán) első esetben folyt laboratóriumi vizsgálatsorozat eredményeit.

Az FRP betétek felületi kialakítása, tapadása a határos húzottbeton-zónán, illetve a húzott beton merevítő hatásán keresztül jelentősen befolyásolhatja a hajlított elem lehajlását. Ennek figyelembevétele a számítások során *kizárólag kísérleti eredmények alapján felvett empirikus paraméterek* bevezetésével lehetséges. További fontos jellemző az alkalmazott betét rugalmassági modulusa, amely az inhomogén keresztmetszet inerciáját befolyásolja. Minél kisebb a betét rugalmassági modulusa, annál nagyobb a repedésmentes és berepedt keresztmetszet inerciájának hányadosa, így a berepedt keresztmetszet hajlító merevsége kisebb, a hajlított elem lehajlása nagyobb.

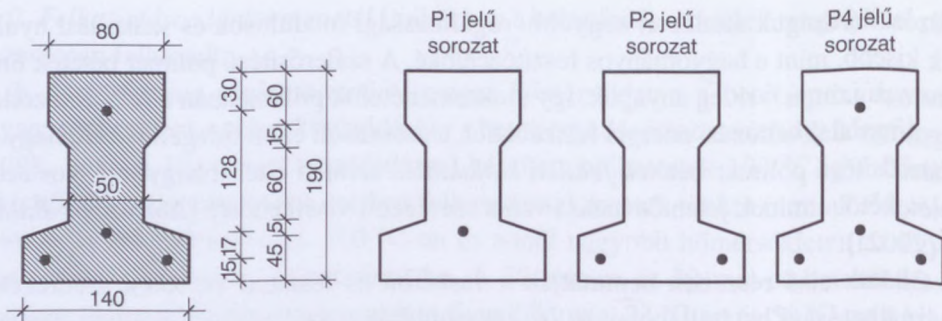
FRP betétekkel készített betonelemek repedéstágassága számítható a hagyományos vasbeton elemek esetén alkalmazott módszerekkel. A betétek eltérő felületi kialakításából származó eltérő tapadás figyelembevétele azonban *kizárólag kísérleti eredmények alapján megállapított empirikus paraméterekkel* lehetséges. A repedéstágasság korlátozása esztétikai és tartóssági szempontból is fontos feladat, melynek mértékét szabványok írják elő. Mivel FRP betétek esetén korróziótól tartani nem kell, a vasbeton szerkezetekre előírt repedéstágassági határértékek felülbírálandók, a határértékek növelése lehetséges. Természetesen az esztétikai korlátokat szem előtt kell tartani.

Cikkük második részében a Szerzők beszámoltak e témakörben végzett laboratóriumi kísérleteikről:

## A kísérleti program

1. Szénszálas, illetve hagyományos acél anyagú feszítőhuzallal feszített betonelemek statikus és ismételt teher alatt viselkedésének összehasonlítása.
2. Szénszálas feszítőhuzalok megfeszítésére alkalmas technológiai kikísérletezése.

A kísérletekhez olyan tartót választottak, amely követi a feszített gerendák geometriai kialakítására vonatkozó elveket (jelentős nyomott öv, vékony gerinc stb.). Így választották az E jelű feszített beton födémgerendát. Kísérleti elemeiket a Pfeilderer Lábatlan Vasbetonipari Rt. gyártotta. Programjukhoz 32 db speciális E-30 gerenda legyártását kérték, melyekből 16-ot készítettek szénszálas feszítőbetéttel, s

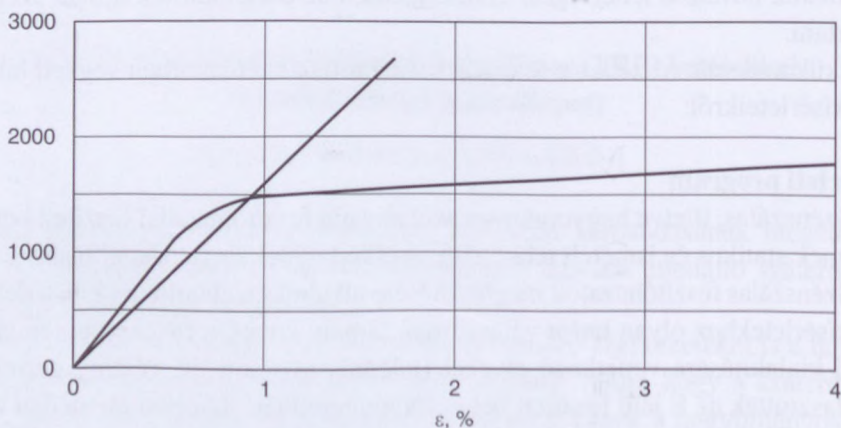


34.50. ábra A kísérleti gerendák keresztmetszeti kialakítása [Borosnyói–Balázs L. (2005)]

sintén 16 hagyományos acél feszítőhuzallal. A keresztmetszeti kialakítás a 34.50. ábrán látható. A kísérleti elemekben lévő 1, 2, illetve 4 volt.

#### A kísérleti program változói

- a) A feszítőbetétek száma egy gerendán belül (34.50. ábra):
  - 1 feszítőbetét – a tönkremenetel a betétel elszakadására tervezve.
  - 2 és 4 feszítőbetét – a tönkremenetel a nyomott betonöv morzsolódására tervezve.
- b) A feszítőbetétek (34.51. ábra):
  - acél feszítőhuzalok (1770.5,34 ST, D&D, Miskolc)
  - rovátkolt felületi kialakítás,
  - névleges átmérő  $\varnothing_p = 5,34 \text{ mm}$
  - húzószilárdság  $f_{ptk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
  - névleges folyáshatár  $f_{p0.1} = 1450 \text{ N/mm}^2$
  - szakadónyúlás  $\varepsilon_{pu} = 3,5\%$
  - rugalmassági modulus  $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$



34.51. ábra Az alkalmazott CFRP és az acél feszítőhuzalok  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagramjai [Borosnyói–Balázs L. (2005)]



– relaxáció  $\rho = 2,5\%$  ( $\sigma = 0,7f$ )

– lin. hőtágulási együttható  $\alpha_f = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

CFRP feszítőhuzalok (Carbon-Stress, NEDRI, Hollandia)

– homokszórt felületi kialakítás,

– névleges átmérő  $\varnothing_p = 5,0 \text{ mm}$

– húzószilárdság  $f_{fu} = 2700 \text{ N/mm}^2$

– szakadónyúlás  $\varepsilon_{fu} = 1,7\%$

– rugalmassági modulus  $E_f = 158\,800 \text{ N/mm}^2$

– relaxáció  $\rho = 1,0\%$  ( $\sigma = 0,7f_{ptk}$ )

– Poisson-tényező  $\nu = 0,3$

– lin. hőtágulási együttható  $\alpha_f = 0,2 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$  (tengelyirányban)

$\alpha_f = 23 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$  (keresztirányban).

c) feszítőerő: 26,3 kN mindkét típusú feszítőhuzalban, azaz: kezdeti feszítési feszültség az acélhuzalokban:

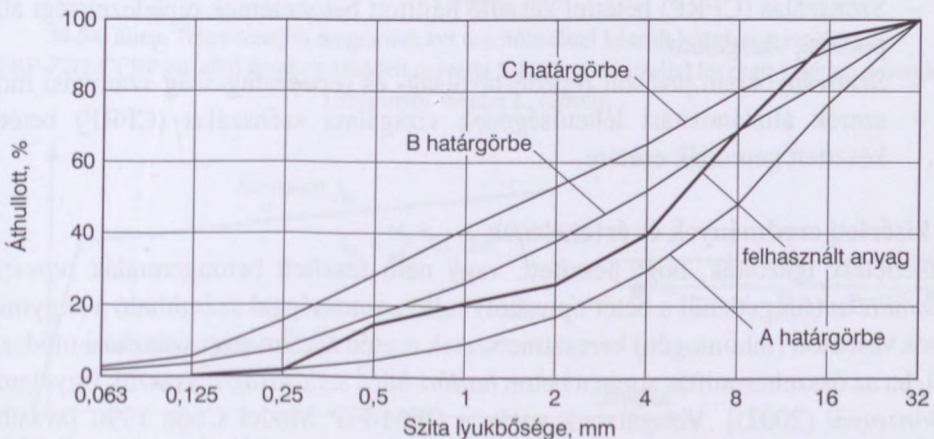
–  $\sigma_{p0} = 1174 \text{ N/mm}^2$ , kezdeti feszítési feszültség a CFRP huzalokban:

–  $\sigma_{p0} = 1340 \text{ N/mm}^2$

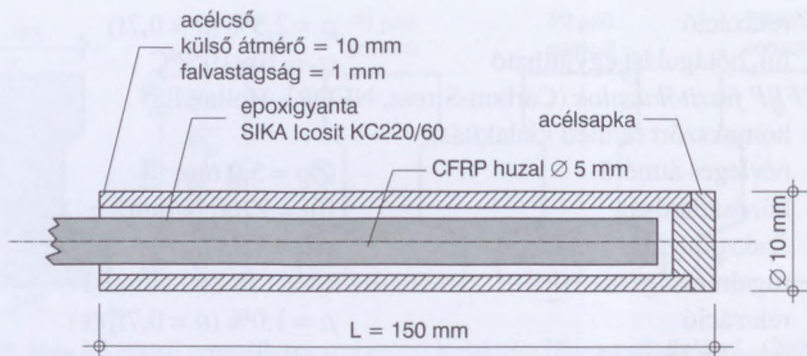
A kísérleti program állandói

- a gerendák geometriai méretei,
- a beton érlelésének és a feszítőerő ráengedésének módja,
- a betonösszetétel.

A gerendákat a Pfeleiderer Lábatlani Vasbetonipari Zrt. előre gyártó üzemében készítették, a 150 mm oldalhosszúságú kockán meghatározott 28 napos nyomószilárdság karakterisztikus értéke  $f_{ck} = 57,4 \text{ N/mm}^2$  volt (próbakockák tárolási módja: 7 napig nedvesen, majd 21 napig laboratóriumi körülmények között). Az adalékanyag szemeloszlási diagramját a 34.52. ábra szemlélteti (finomsági modulus,  $m = 6,30$ ).



34.52. ábra A betonkeverékhez felhasznált homokos kavics adalékanyag szemelosztási görbéje [Borosnyói-Balázs L. (2005)]



34.53. ábra. A védőcsöves lehorgonyzás [Borosnyói–Balázs L. (2005)]

A cementadagolás  $500 \text{ kg/m}^3$  CEM II/A-V32,5R volt, adalékszerek nélkül és 0,35 víz-cement tényezővel.

A feszítőbetétek végeire a 34.53. ábra szerinti védőcsöves lehorgonyzást dolgozták ki. A betont MÉASZ ME-04.19:1995 előírásai szerint gőzölték,  $75^\circ\text{C}$  hőmérsékletű térben. A gerendák – a feszítőbetéteken kívül – más hosszirányú vasalást nem tartalmaztak. Spirálkengyelezést is csak a tartóvégeken.

A kutatás tudományos célkitűzései

- Szénszálalás (CFRP) betéttel feszített és nem feszített elemek hajlítási viselkedésének összehasonlítása vasbeton elemekével.
- Egyszerű bilineáris modell kidolgozása szénszálalás (CFRP) betéttel feszített gerendák erő – lehajlás összefüggésének leírására használati állapotban.
- A CEB lehajlás-számítási modellje általánosítási lehetőségének vizsgálata szénszálalás (CFRP) betéttel feszített és nem feszített gerendák esetére.
- Ismételt terhelés alatt kapható terhelési-tehermentesítési modulusok elfordulási középpontjainak vizsgálata szénszálalás (CFRP) betéttel feszített gerendák esetén.
- Szénszálalás (CFRP) betéttel készülő hajlított betonelemek repedezettségi állapotának vizsgálata.
- Szabványokban javasolt repedéstávolság- és repedéstágasság-számítási módszerek általánosítási lehetőségének vizsgálata szénszálalás (CFRP) betéttel készített gerendák esetére.

### A kísérleti eredmények és értékelésük

Kísérleteik igazolták, hogy feszített, vagy nem feszített betongerendák *repszőnyomatéka* (függetlenül a betét típusától) kellő pontossággal számítható a hagyományos vasbeton (inhomogén) keresztmetszetek esetén alkalmazott számítási módszerrel, ha az összehasonlítás során a beton *hajlító-húzó szilárdságát* vesszük figyelembe [Borosnyói (2002)]. Vizsgálataik során a CEM-FIP Model Code 1990 javaslatát

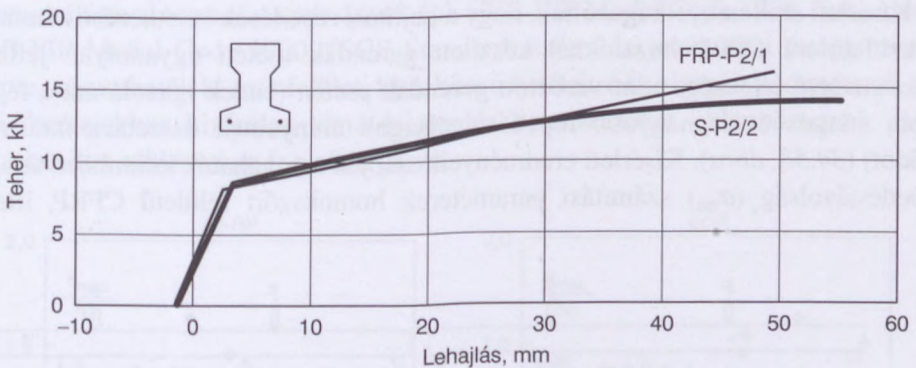


használták a beton tiszta húzószilárdságának, illetve hajlító-húzó szilárdságának számítására.

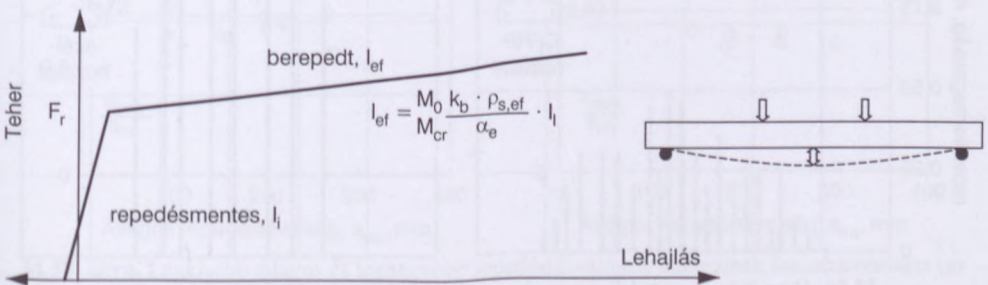
Kísérleteik igazolták azt a feltevést is, hogy szénszál (CFRP) betétekkel feszített vagy nem feszített betongerendák törőnyomatéka számítható a Mörsch-féle törőnyomaték-számítási módszerrel. Minden alapfeltevése elfogadható ebben az esetben is (sík keresztmetszetek elve, betét-beton alakváltozások kompatibilitási egyenletei stb.). Állításuk arra az esetre vonatkozik, ha a számított és tapasztalt tönkremeneteli mód azonos, és a tönkremenetel vagy a húzott betétek szakadásával, vagy a nyomott betonöv morzsolódásával jön létre [Borosnyói (2002)].

### A lehajlás vizsgálata

Szénszál (CFRP) betétekkel feszített gerendák terhelőerő-lehajlás ábrái gyakorlatilag bilineárisak (34.54. ábra). Kísérleti eredményeik alapján új bilineáris összefüggést állítottak fel szénszál (CFRP) betétekkel feszített gerendák lehajlásának meghatározására (34.55. ábra). Az összefüggés alkalmazhatóságát külföldi kutatók kísérleti eredményeire vonatkozóan is igazolták és javaslatot is tettek a használatára.



34.54. ábra. Teher-lehajlás diagramok két feszítőbetéttel készült kísérleti gerendákhoz.  
FRP-P2/1:CFRP huzállal feszített kísérleti gerenda S-P2/2: acélhuzállal feszített kísérleti gerenda  
[Borosnyói-Balázs L. (2005)]



34.55. ábra. A javasolt új bilineáris összefüggés CFRP betéttel feszített gerendákhoz [Borosnyói-Balázs L. (2005)]

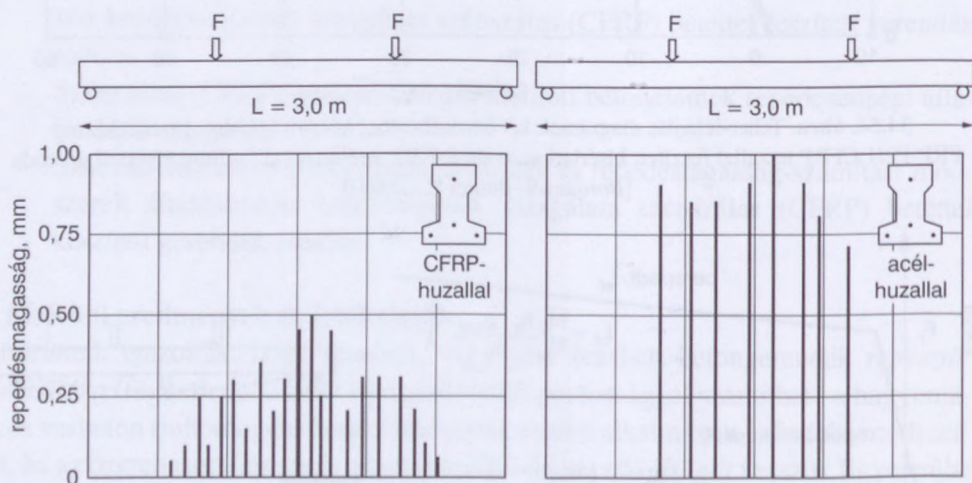
Az (1) jelű képletben szereplő  $k_b$  paraméter az alkalmazott feszítőbetét felületi kialakítását (tapadását) veszi figyelembe. A vizsgálataink során alkalmazott homokszórt felületű CFRP huzalok esetén  $k_b = 50$  értékű tapadási tényezőt határoztak meg. Rovátkolt, illetve pászma kialakítású CFRP feszítőbetétekre (I. és T-keresztmetszetű gerendák esetén, külföldi kutatók vizsgálati eredményeit figyelembe véve)  $k_b = 50 \dots 65$  érték vehető fel.

### A repedéskép vizsgálata

Kísérleti eredményeiből látható, hogy a homokszórt felületű CFRP huzalok a *repedéskép* szempontjából rendkívül kedvezőek – nagy kapcsolati feszültségük révén sűrű, kis tágasságú hajlítási repedések kialakulása várható (34.56. ábra).

Kísérleteik során azt tapasztalták, hogy a homokszórt felületű CFRP huzalokkal készített gerendákon az állandósult repedéskép a betétek nagyobb átlagos fajlagos nyúlása mellett ( $\varepsilon_{sm,m}$ ) érhető el, mint a rovátkolt felületű acélhuzallal készített gerendák esetén (a nagyobb kapcsolati feszültség és az eltérő rugalmassági modulus következményeként) (34.57.a. ábra). Eredményeik azt igazolták, hogy az állandósult repedéskép eléréséhez tartozó átlagos betétnyúlás ( $\varepsilon_{sm,m}$ ) a hatékony vasalási hányad növelésével lineárisan csökken (34.57.b. ábra).

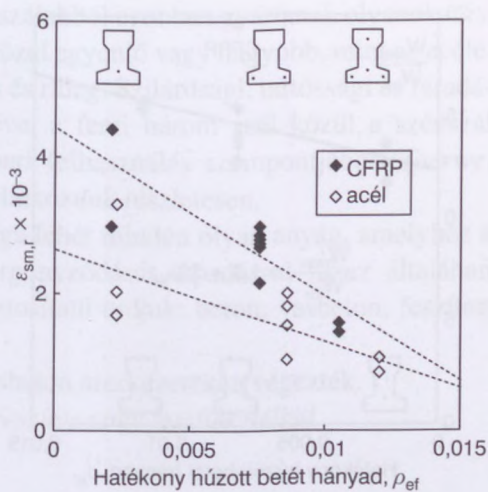
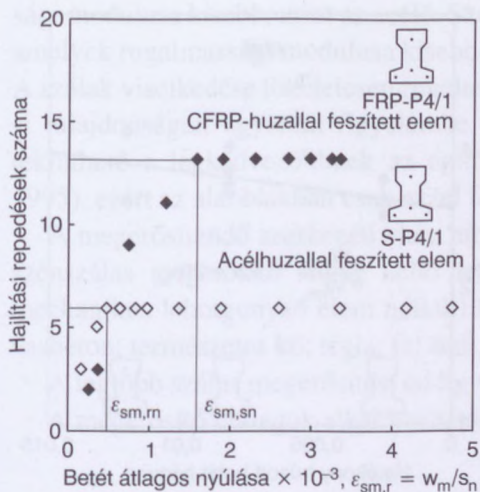
Kísérleti eredményeik igazolták, hogy a hajlítási repedések keletkezése a homokszórt felületű CFRP huzalokkal készített gerendák esetén ugyanolyan jellegű, véletlenszerű jelenség, mint vasbeton gerendák esetén (ennek igazolására a legkisebb, átlagos és legnagyobb repedéstávolságok arányainak összehasonlítása ad módot) (34.58. ábra). Kísérleti eredményeik alapján megadhatók különböző átlagos repedéstávolság ( $\sigma_m$ ) számítási paraméterek homokszórt felületű CFRP, illetve



**34.56. ábra** Négy betéttel feszített elemek repedésképe ( $a=L/75$  lehajlás mellett)

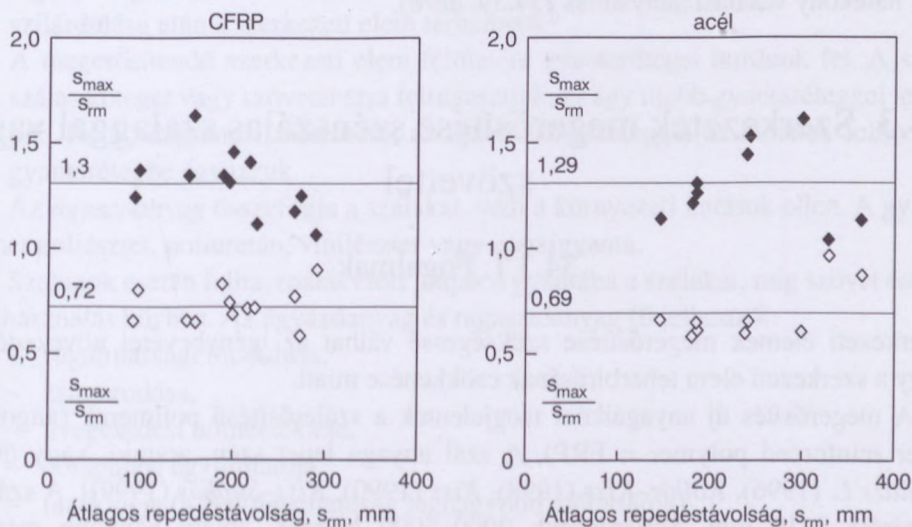
(az ábrán oszlopok reprezentálják a repedéseket, az oszlopok magassága mutatja egy-egy repedés tágasságát a repedés pontos helyén) [Borosnyói–Balázs L. (2005)]



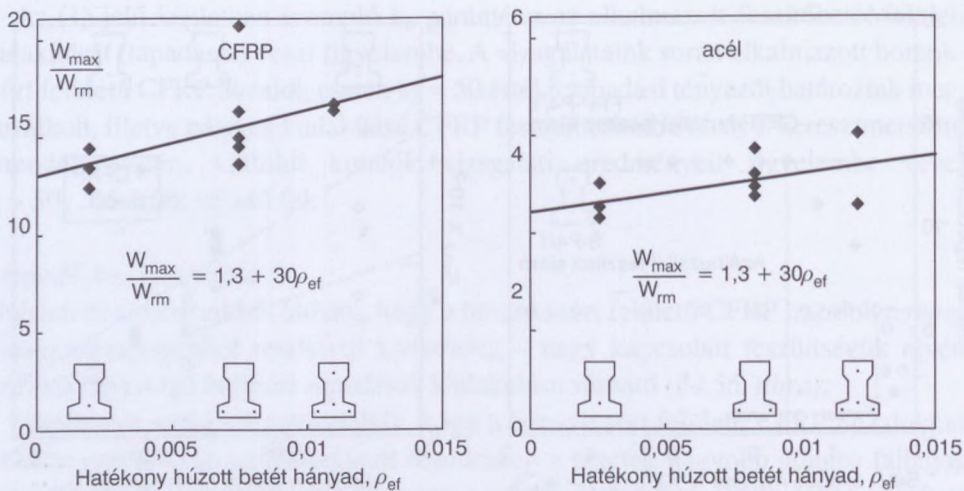


34.57. ábra. a) Hajlítási repedések száma a betét átlagos nyúlásának ( $\epsilon_{sm,r}$ ) függvényében.  
 b) Betét átlagos fajlagos nyúlása az állandósult repedéskép eléréskor a  $r_{ef}$  függvényében  
 [Borosnyói–Balázs L. (2005)]

rovátkolt felületű acélhuzalok esetére. Módosítási javaslataik szerint a paraméterek felhasználásával tervezési szabványok (pl. CEB-FIP Model Code 1978, Eurocode 2, CEB-FIP Model Code 1990, JSCE Standard) számítási módszerei pontosíthatók, illetve terjeszthetők ki más felületi kialakítású betétekre (a vizsgált paraméterek eredeti formájukban kizárólag sima és bordás betonacélokat különböztetnek meg). Javaslatokat táblázatban foglalták össze.



34.58. ábra. Legkisebb átlagos és legnagyobb repedéstávolságok arányainak összehasonlítása (az ábrán minden egyes pont egy kísérleti eredményt jelent: üres jelölők mutatják a legkisebb és átlagos repedéstávolságok arányait, kitöltött jelölők mutatják a legnagyobb és átlagos repedéstávolságok arányait) [Borosnyói–Balázs L. (2005)]



34.59. ábra. Legnagyobb és átlagos repedéstágasságok arányai [Borosnyói–Balázs L. (2005)]

Kísérleti eredményeik alapján arányszámokat határoztak meg az átlagos ( $w_m$ ) és a legnagyobb ( $w_{max}$ ) repedéstágasságok között, mind a homokszórt felületű CFRP huzalokkal készült gerendákra, mind pedig a rovátkolt acélhuzalokkal készült gerendákra. Eredményeik szerint az eltérő felületi kialakításnak és rugalmassági modulusnak erre a paraméterre is hatása van (tervezési szabványokban általában egyetlen arányszám szerepel, matematikai statisztikai alapokon). A jelen kutatás során meghatározott arányszámok beleillenek a korábban publikált tartományokba. Vizsgálataik azt is kimutatták, hogy a fent nevezett arányszám lineáris függvénye az alkalmazott hatékony vasalási hányadnak (34.59. ábra).

## 34.3. Szerkezetek megerősítése szénszálal szalaggal vagy szövettel

### 34.3.1. Fogalmak

Szerkezeti elemek megerősítése szükségessé válhat az igénybevétel növekedése, vagy a szerkezeti elem teherbírásának csökkenése miatt.

A megerősítés új anyagaiként megjelentek a szálerősítéssű polimerek (angolul: fiber reinforced polymer = FRP). A szál anyaga lehet szén, aramid, vagy üveg [Balázs L. (1996), Kollár–Kiss (1998), Kiss (1990), Kiss–Sapkás (1999)]. A szálak átmérője 8–10 mm. Szilárdságuk 2000–5000 N/mm<sup>2</sup>, amely nagyobb még a feszítőacél szilárdságánál is. Rugalmassági modulusuk és szakadó nyúlásuk az anyag típusától és összetételétől függ. Az üvegszálak és az aramid szálak rugalmas-



sági modulusa kisebb, mint az acélé. Szénszálakból azonban gyártanak olyanokat is, amelyek rugalmassági modulusa kisebb, közel egyenlő vagy nagyobb, mint az acélé. A szálak viselkedése tökéletesen rugalmas és rideg. Szilárdsági, tartóssági és fáradási tulajdonságait egyaránt figyelembe véve, a fenti három szál közül a szénszál tekinthető a legkedvezőbbnek az építőipari felhasználás szempontjából (Taerwe, 1995), ezért az alábbiakban csak ezzel foglalkozunk részletesen.

A megerősítendő szerkezeti elem anyaga lehet minden olyan anyag, amelyhez a szénszálás megerősítő anyag kellő lehorgonyzódását tapadással (azaz általában mechanikus lehorgonyzó elem nélkül) biztosítani tudjuk: beton, vasbeton, feszített vasbeton; természetes kő; téglá; fa; acél.

A legtöbb szálás megerősítést eddig vasbeton szerkezeteken végeztek.

A megerősítő szalagok alkalmazhatók *feszítve vagy feszítés nélkül*.

### 34.3.2. Szénszálás megerősítés

[Balázs L. (1999)]

#### 34.3.2.1. A szénszálás megerősítés anyagai

A szénszálakat a szerkezetek megerősítéséhez kétféle formában használhatjuk fel:

1. A szálakat pultrúziós eljárás során gyantába ágyazzuk és tárhálósítjuk. Elvileg végtelen hosszú erősítő szalagokat készíthetünk. Az erősítés során az erősítőszalagot felragasztjuk a szerkezeti elem előkészített felületére. A ragasztóréteg megszilárdulása után a szerkezeti elem terhelhető.
2. A megerősítendő szerkezeti elem felületére gyantaréteget hordunk fel. A szénszálás köteget vagy szövetet arra felragasztjuk, és egy újabb gyantaréteggel lefedjük. Ez a rétegrend ismételhető, az újabb szövetréteggel az előzően felhordott gyantarétegbe ágyazzuk.

Az *ágyazóanyag* összefogja a szálakat, védi a környezeti hatások ellen. A gyanta lehet poliészter, poliuretán, vinilészter vagy epoxigyanta.

Szalagok esetén felhasználás előtt itatják a gyantába a szálakat, míg szövet esetén felhasználás közben. Az ágyazóanyag és ragasztóanyag fő jellemzői:

- rugalmassági modulusa,
- zsugorodása,
- üvegesedési hőmérséklete,
- hőtágulási együtthatója,
- fazékideje (a bedolgozhatóság legnagyobb időtartama)

A szénszálás megerősítés elsősorban az *acéllemezes megerősítés* és némely esetben a feszítéses megerősítés alternatívájaként merült föl. A hajlítási megerősítés egyik széles körűen alkalmazott módszere volt a felragasztott acéllemezes megerő-

sítés [Bódi–Farkas (1995), DIB (1995)], amellyel kapcsolatban nehézséget jelentett a nagy súlyú acéllemezek mozgatása, korlátozott hossza, állványzati igénye és esetenként a tapadás időbeni leromlása az acéllemez és a ragasztóréteg között az acéllemez korróziója miatt.

### 34.3.2.2. Előnyei, hátrányai

A szénszálal megerősítés előnyei:

- Kis testsűrűség (kis szállítási költség, alátámasztó állványra nincs szükség).
- Az erősítőlemezek kis vastagsága miatt az űrszelvény nem csökken.
- Hosszkorlátozás nélkül alkalmazható (egymást keresztező irányokban is).
- Kis testsűrűség (kis szállítási költség).
- Nagy szilárdság (rövid idejű tartós és fárasztó teherre egyaránt).
- Elektrolitikus korrózióval szemben ellenálló.

Esetleg hátránya lehet:

- A szénszál jelenleg viszonylag drága.
- Sérülékenyebb az acélnál.
- A legnagyobb megengedett hőmérséklet 50 °C.

### 34.3.2.3. Kezdetei külföldön

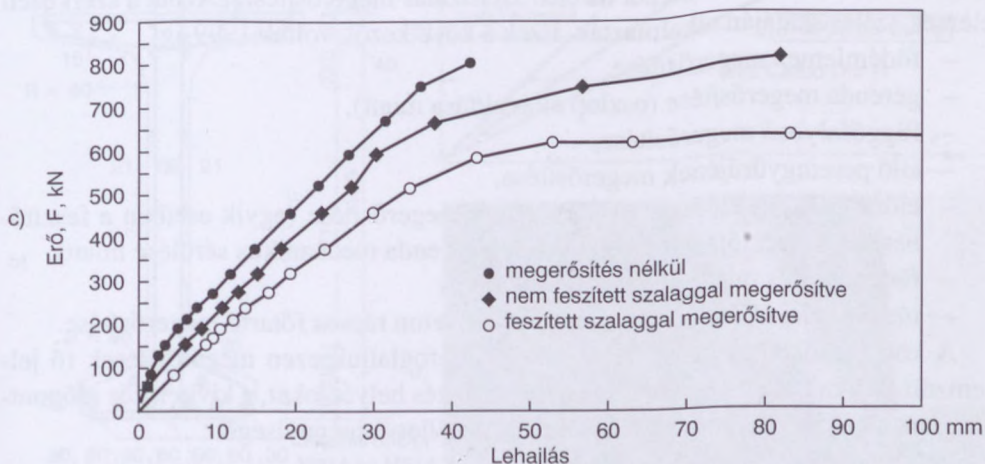
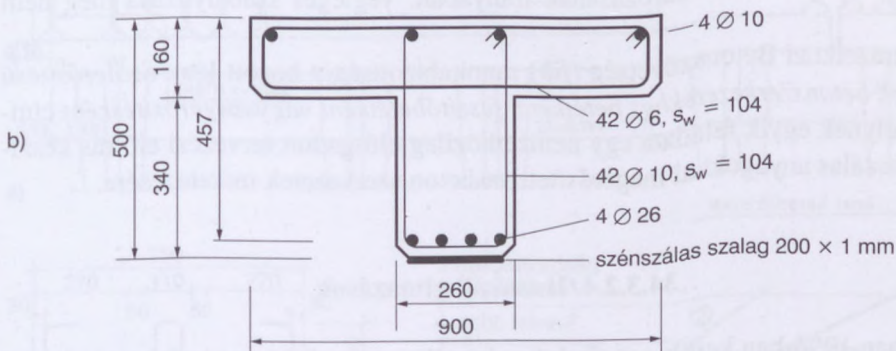
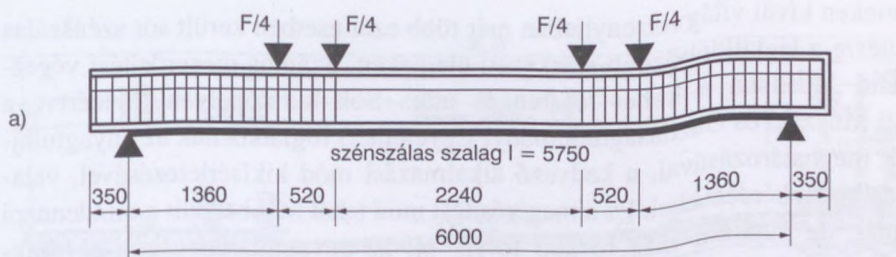
A szénszálal szalagok felragasztásával végzett megerősítés Európában 20 évesnél hosszabb múltra tekint vissza. Európán kívül elsősorban Japánban és az Egyesült Államokban végeztek ilyen jellegű szerkezeti megerősítéseket [JCI (1997)].

Kísérleteket 1987-ben kezdtek az EMPA-nál a Sika AG megbízásából. [EMPA (1995)]. A kedvező tapasztalatokat követően az első megerősítésre 1991-ben került sor a svájci *Luzernben*. Ugyanis 1969-ben építették azt a folyótárolagos, többtámaszú faszerkezetű hidat, amelyiknek feszítőkábele elszakadt. A hidat szénszálal lemezekkel erősítették meg. A szénszál összsúlya 6,5 kg volt. Ha acélt használtak volna, akkor 175 kg-ra lett volna szükség. A folyamatosan végzett megfigyelés a szerkezet megfelelő viselkedését mutatta.

Egy másik jól ismert példa a Rajnán Oberriet és Meiningen között átívelő acél főtartókból és vasbeton pályalemezből álló híd pályalemezének keresztirányú megerősítése. A megerősítést a megnövekedett forgalom indokolta. A pályalemezt szénszálal szalagok fölragasztásával erősítették meg.

*Deuring* (1993) kísérleti eredményei jól szemléltetik a megerősítés hatását (34.60. ábra). A fejlemez vasbeton gerendákra szénszálal szalagokat ragasztottak föl feszített és nem feszített állapotban. A feszített szalagos kísérletek során a szálakat előzetesen megfeszítették, majd a gerendát fölülről engedték daruval a szalagok-





34.60. ábra. Kísérletek szén-szál szalagokkal megerősített tartókon [Deuring (1993)], a) Oldalnézet, b) Keresztmetszet, c) Erő-lehajlás ábrák

ra. Ez a megoldás természetesen csak laboratóriumi vizsgálatok során lehetséges. A 34.59. ábrán bemutatott kísérleti eredményekből levonható megállapítások:

- A megerősítés miatt a tartó nyomatéki teherbírása természetesen megnövekedett.
- Az azonos keresztmetszeti területű feszített vagy nem feszített szén-szál szalag esetén a nyomatéki teherbírás gyakorlatilag azonosra adódott.
- A feszített szalag esetén azonban a tartó tönkremeneteléig bekövetkező lehajlása jelentősen megnőtt.

A fentiekén kívül világviszonylatban már több ezer esetben került sor szénszálás megerősítésre a legkülönbözőbb szerkezeti elemeken. Számos megerősítést végeztek például Japánban a kobei földrengés után. Sok kutatóhelyen (beleértve a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemet) foglalkoznak az anyagtulajdonságok meghatározásával, a kedvező alkalmazási mód kikísérletezésével, valamint modellezési kérdésekkel. Ez a megerősítési mód tehát már beépült a mindennapi gyakorlatba, de kutatása még tovább folyik pl. az anyagtulajdonságok és tönkremeneteli módok meghatározásának irányában. Végleges szabályozása még nem készült.

A Nemzetközi Betonszövetség (*fib*) munkabizottságot hozott létre *Szálerősítésű polimerek betonszerkezetekhez betétként, feszítőbetétként vagy megerősítésként* címmel, amelynek egyik feladata egy nemzetközileg elfogadott tervezési előírás készítése szénszálás anyagokkal megerősített vasbeton szerkezetek méretezésére.

#### 34.3.2.4. Hazai alkalmazások

Hazánkban 1996-ban került sor az első szénszálás megerősítésre. Azóta a szerkezeti elemek széles skáláján alkalmazták. Ezek a következők voltak 1999-ig:

- födémlemez megerősítése,
- gerenda megerősítése (oszlop eltávolítása miatt),
- függőfolyosó megerősítése,
- siló peremgyűrűjének megerősítése,
- előre gyártott, előfeszített hídgerenda megerősítése (egyik esetben a feszítőbetétek korróziója, a másik esetben a gerenda mechanikus sérülése miatt),
- födémáttörés miatti lemezmegerősítés és
- tűz hatására részlegesen károsodott vasbeton rácsos főtartó megerősítése.

A következőkben [*Balázs L. (1999)*] összefoglaljuk ezen megerősítések fő jellemzőit. Minden esetben megadjuk a megerősítés helyét, okát, a kivitelezés időpontját és az alkalmazott szénszálás anyag típusát, illetve mennyiségét.

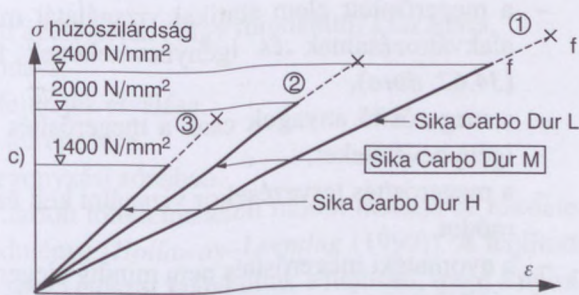
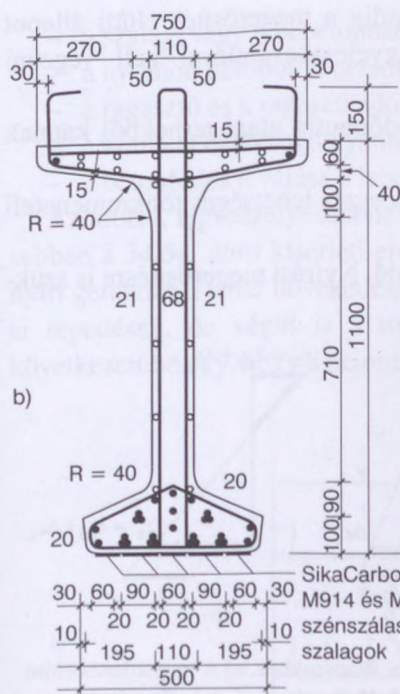
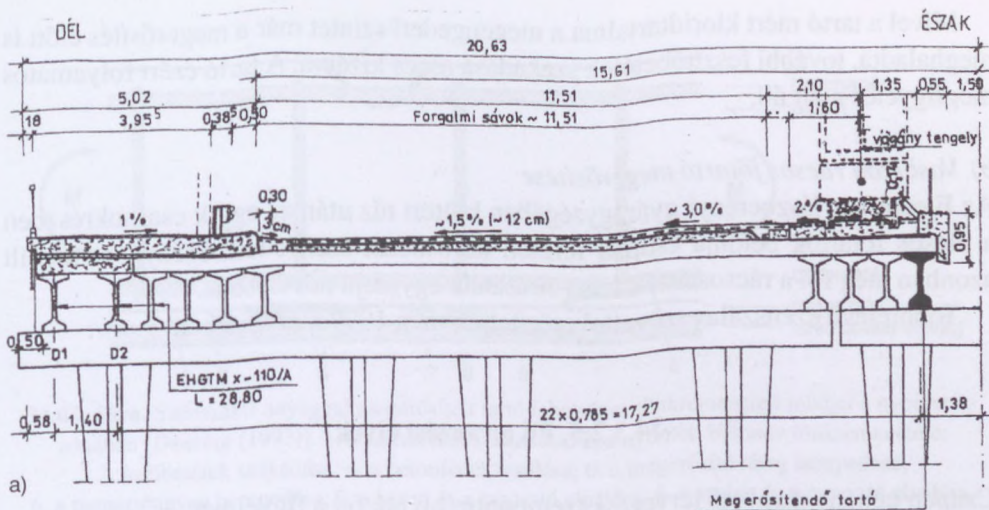
Ebből kettőt ismertetünk részletesen.

##### a) A Petőfi-híd Boráros téri felüljárója megerősítése.

A Petőfi-híd Boráros téri felüljárója EHGT típusú előre gyártott, előfeszített hídgerendás szerkezet ortotróp pályalemezzel. A villamosmegálló alatti szélső főtartó alsó pázmasorában 5 db feszítópázsma teljesen, további 4 db pedig részlegesen elkorrodált.

Több változat átgondolása után a szénszálás szalagokkal való megerősítés mellett döntöttek. 5 db, 28 m hosszú szénszálás szalagot ragasztottak föl a 2-es villamos éjféli üzemzárása és hajnali indítása közötti 4,5 óra időtartamban. A három, különböző rugalmassági modulusú és szilárdságú szalag közül az acéllal azonos modulusúra esett a választás (34.61. ábra).





34.61. ábra. A Petőfi-híd Boráros téri feljáróhídjában lévő előfeszített EHGTM tartó megerősítése (1997. szept., megerősítő lemezek: Sika CarboDur M914–56m és M614–84m, tervező: BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke: Dr. Balázs L. György és Dr. Farkas György, kivitelező: Pannon Freyssinet Kft.) [Balázs, 1999]

A megerősített tartó alsó övére végezetül sóvédő bevonat és mechanikus sérülés elleni védőlemezek kerültek.

Mivel a tartó mért kloridtartalma a megengedett szintet már a megerősítés előtt is meghaladta, további feszítőbetétek szakadása nincs kizárva. A tartó ezért folyamatos megfigyelés alatt áll.

*b) Vasbeton rácsos főtartó megerősítése*

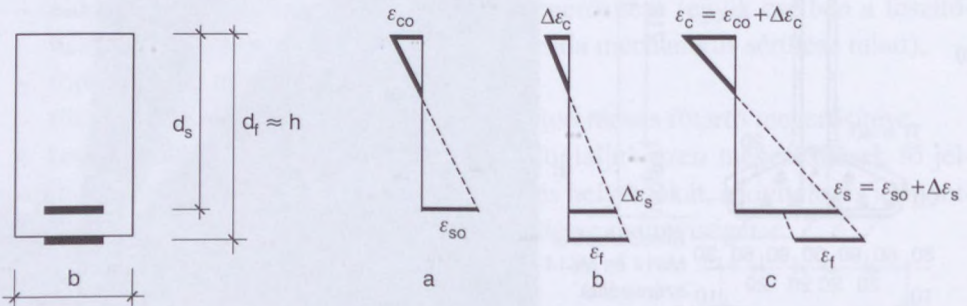
Az Electrolux jászberényi gyáregységében kiütött tűz után az egyik csarnokrészben a rácsos főtartók betonja csupán felületi károsodást szenvedett. Igényként merült azonban még föl a rácsostartók teherbírásának egyidejű növelése is.

Többrétegű szénzálás szövettel erősítették meg 1999 márciusában.

### 34.3.2.5. Fő tervezési elvek

Csupán néhány alapvető tervezési szempontra hívjuk fel a figyelmet:

- a megerősített elem statikai vizsgálatát mindig a megerősítés előtti állapot alakváltozásainak és igénybevételeinek figyelembevételével kell végezni (34.62. ábra),
- a megerősítő anyagok csak a megerősítés időpontja utáni terhekből kapnak igénybevételeket,
- a megerősítés tervezésekor vizsgálni kell az összes lehetséges tönkremeneteli módot,
- a nyomatéki megerősítés nem mindig elegendő. Nyírási megerősítésre is szükség lehet.



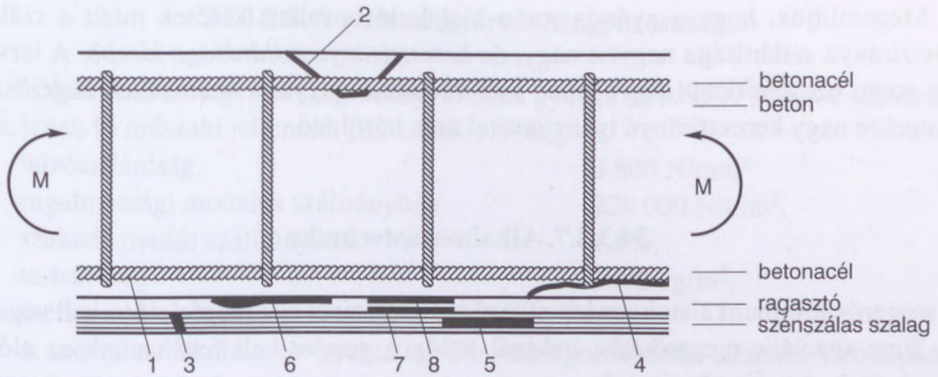
**34.62. ábra.** Alakváltozási ábrák a megerősítés előtti és utáni állapotokhoz. a) A megerősítés előtti alakváltozások. b) A megerősítéskori állapot fölötti terhekből származó alakváltozások. c) A megerősített tartó alakváltozásai.

### 34.3.2.6. A lehetséges tönkremeneteli módok

A lehetséges tönkremenetel módjai:

[34.63. ábra, Deuring (1993)]

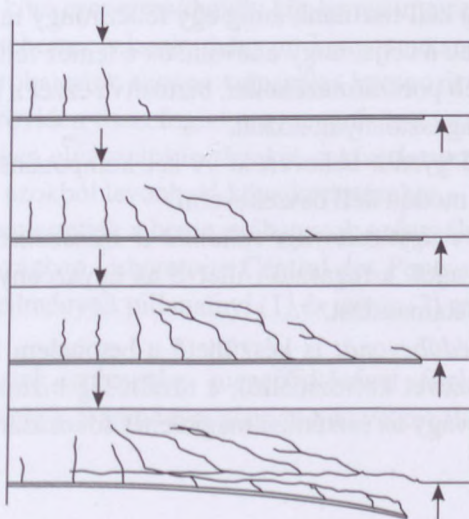




**34.63. ábra.** Szénszálas anyaggal megerősített tartó lehetséges tönkremeneteli módjai a nyomateki zónában [Deuring (1993)]. 1. a szénszálak szakadása; 2. a nyomott betonöv tönkremenetele; 3. acélbetétek szakadása; 4. a betonfedés leválása; 5. a megerősítő réteg berepedése; 6. a ragasztóanyag berepedése; 7. a beton és a ragasztó elválása; 8. a szalag és a ragasztó elválása.

- a szalag, vagy a bebetonozott acélbetétek (vagy mindkettő) szakadása,
- a nyomott betonöv morzsolódása,
- a ragasztó és a ragasztandó felületek elválása,
- a szálakat összefogó gyanta felrepedése,
- a betonfedés leválása a lehorgonyzási zónában.

Az utolsó, legveszélyesebbnek tartott tönkremeneteli módot mutatja be részletesebben a 34.64. ábra kísérleti eredménye [Hollaway–Leeming (1999)]. A hajlított-nyírt gerendán a teher növekedése során először kialakultak a hajlítási, majd a nyírási repedések, de végül is a tönkremenetel a megerősítő lemez leválása miatt következett be úgy, hogy a betonfedés egy része a megerősítő szalaggal együtt levált.



**34.64. ábra.** A lehorgonyzás tönkremenetele növekvő teher alatt [Hollaway – Leeming (1999)]

Megemlítjük, hogy a gyártás során kialakuló kovalens kötések miatt a szálak hosszirányú szilárdsága nagyon nagy, de *keresztirányú szilárdsága kisebb*. A tervezés során ezt feltétlenül figyelembe kell vennünk, vagyis a szénszálak megerősítő rétegekre nagy keresztirányú igénybevétel nem hárítható.

### 34.3.2.7. Alkalmazástechnika

A megerősítési munkálatokat a következő munkafázisoknak megfelelően kell végezni. Eme speciális megerősítési módnál különös gondot kell fordítanunk az előírt *munkafázisok* pontos betartására.

1. Méréssel ellenőrizni kell a ragasztás alapjául szolgáló betonfelület *tapadó-húzó szilárdságát*. Általánosan elfogadott gyakorlat szerint a kapott értékeknek meg kell haladnia az  $1,5 \text{ N/mm}^2$ -t.
2. A ragasztandó *felület előkészítése*:
  - az esetleges durva felületi hibák kijavítása,
  - a felület kismértékű feldurvítása (célja a jó mechanikai kapcsolat biztosítása a betonfelület és a ragasztóréteg között – kedvezőnek tekinthető érdesség:  $0,5 \dots 1,0 \text{ mm}$ -es felületi egyenetlenségeket jelent).
3. A ragasztandó betonfelület nedvességtartalmának mérése. A felületi nedvességtartalom nem haladhatja meg a  $4 \text{ tömeg}\%$ -ot (a ragasztóanyag és a betonfelület közötti megfelelő tapadás biztosítása érdekében).
4. A ragasztandó *betonfelület portalanítása*.
5. A felragasztandó szénszálak *szalag, illetve szövet helyének kijelölése*.
6. A *szénszálak szalagok, illetve szövet méretre vágása*.
7. A *szénszálak szalagok felragasztandó felületének tisztítása*. A szalagok helyének felületét addig kell tisztítani, amíg egy fehér rongy már nem színeződik el. Ennek a tisztításnak a célja, hogy eltávolítsuk a lemez felületén felhalmozódott szennyező és egyéb porszarmazékokat, biztosítva ezzel a jó tapadást a szénszálak lemezek és a ragasztóanyag között.
8. A kétkomponensű gyanta bekeverése. A két komponenst a gyártó által megadott arányban és módon kell összekeverni.
9. A *ragasztó-, illetve ágyazóanyag, valamint a szénszálak anyagok felhordása*. A megerősítő anyagok a ragasztó-, illetve az ágyazóanyag megszilárdulásáig sem igényelnek alátámasztást.
10. Szükség esetén *védőbevonat* is készíthető a betonelem korrózióvédelmére (a szálak, illetve a szövet korrózióálló), a tűzállóság biztosítására, UV sugárzás elleni védelmére, vagy az esztétikai megjelenés fokozására.



### 34.3.2.8. A szénszálgártás Magyarországon

A ZOLTEK Zrt. magyarországi leányvállalata gyártja a PANEX 30 nevű szénszálát, melynek fő műszaki jellemzői [ZOLTEK (1999)]:

húzószilárdság:	3 800 N/mm <sup>2</sup>
rugalmassági modulus szálirányban	228 000 N/mm <sup>2</sup> ,
szakadó nyúlás szálirányban:	1,5%,
testsűrűség:	1800 kg/m <sup>3</sup> ,
széntartalom:	94%.

A szövethoz alkalmazott gyanta egyúttal a megerősítendő elemhez való tapadást is biztosítja. A 34.11. táblázatban példaként bemutatjuk a Sika CarboDur márkanevű szénszál megerősítő szalagok műszaki jellemzőit. Látható, hogy ma már többféle szilárdságú, rugalmassági modulusú és szakadó nyúlású anyag áll rendelkezésre. Tudnunk kell azonban, hogy minél nagyobb a rugalmassági modulus, annál kisebb a szilárdság és a szakadó nyúlás, és egyúttal annál drágább is az anyag. A rugalmassági modulus lehet az acéllal gyakorlatilag azonos, de annál kisebb, vagy nagyobb is. A tervezőnek kell erőtani és gazdaságossági szempontok alapján mérlegelnie, hogy melyiket választja.

### 34.3.3. Kísérletek szénszállal megerősített oszlopszerű próbatestekkel

[Verók (2002)]

Az elmúlt években végzett vizsgálataik során lehetősége nyílt különböző kísérleteket végezni szénszál kompozittal megerősített beton próbatesteken. Ezek a kísérletek három témakör köré csoportosíthatók: kör keresztmetszetű oszlopok vizsgálata pillanatnyi és tartós teherre, valamint négyzet keresztmetszetű oszlopok vizsgálata pecsétnyomásra. E próbatestek azonos szénszál kompozit megerősítésűek voltak.

Ebben a cikkben röviden összefoglalta a megerősített oszlopokkal végzett kísérleteket, a próbatesteken elvégzett kísérleteket, a kísérletsorozat legfontosabb eredményeit, valamint az azokból levonható következtetéseket.

Ebben a cikkben ismertették a beton próbatestek szénszál megerősítésével foglalkozó, a francia országban Laboratoire Central des Ponts et Chaussées-n (LCPC) végzett kísérletek eredményeit pillanatnyi (1) és tartós (2) teherre, valamint pecsétnyomásra (3).

A beton próbatestek szénszál megerősítésével foglalkozó, franciaországi LCPC-n végzett kísérletek eredményei alapján a következőket állapították meg:

### 1. Ø 160/320 mm-es próbatestek törőkísérletei.

A két kísérletsorozat összevetése alapján kijelenthető, hogy a TFC-vel nyomott vasbeton elemek betekercselése hatékony megerősítési eljárás, bár a jelentős előterheléssel bíró próbatestek esetében a hatékonyság az idő múlásával elsősorban az alakváltozások felvételében nyilvánul meg.

Eddigi kísérleteik alapján azonban azt is megállapították, hogy további vizsgálatok szükségesek annak érdekében, hogy a megerősítés hatékonyságának számítására kidolgozott modell bármilyen korú beton esetében alkalmazható legyen.

### 2. Ø 160/1000 mm-es próbatestek kúszásvizsgálata

- A ragasztott kompozit megerősítésnek nincs számottevő hatása a próbatestek kúszásának csökkentésére a következő hipotézis alapján: használati állapotban a keresztirányú alakváltozások nem számottevőek, és az epoxigyanta ragasztó nem kúszik.
- Az előző hipotézisből az is következik, hogy egy hagyományos kúszásmodellel egy megerősített próbatelst kúszásai könnyedén számíthatóak, akár a beton átlagszilárdságának 60%-át elérő terhelés esetén is.

### 3. A 20×20×60 cm-es próbatestek vizsgálata pecsétnyomásra.

- a) A TFC megerősítés nagymértékben befolyásolja a pecsétnyomásnak kitett próbatestek alakváltozási képességét:
  - A vasalatlan próbatestekben a maximális teherfelvételt követően, kb. 40%-os tehercsökkenés után, további erő felvétele nélkül, az alakváltozások folyamatosan nőttek a tehermentesítésig, és 10 mm-es tengelyirányú összenyomódás esetén még nem következett be a tönkremenetel.
  - A vasalt próbatestekben, a maximális teherfelvétel után ugyancsak folyamatos elmozdulásnövekedés volt tapasztalható a teher egyenletes csökkenése mellett, mely az előzőekben leírtakhoz hasonlóan a tehermentesítésig nem okozta a próbatelst tönkremenetelét.
- b) Az egyrétegű TFC megerősítés alig volt hatással a pecsétnyomásra igénybe vett próbatestek teherbírására:
  - 10% többlet-teherviselés vasalatlan próbatestekben,
  - 15% többlet-teherviselés vasalt próbatestekben.
- c) A pecsétnyomással terhelt és TFC-vel megerősített négyszög keresztmetszetű oszlopok igen szívósak, nagy alakváltozási képességűek, ami igen előnyös különösen a földrengésből és egyéb dinamikus hatásokból származó terhek felvételénél.



# 35. Öntömörödő beton

## 35.1. Fogalma

[Zsigovics (2003a), Erdélyi–Migály–Deményiné Hudák (2003), Erdélyi (2002)]

Az öntömörödő betont először a japánok alkalmazták, és ők nevezték el *Self Compacting Concrete*-nek.

Az öntömörödő beton olyan nagy teljesítőképességű, különleges friss beton, amely kiegészítő tömörítési energia nélkül, saját súlyánál fogva, a komponensek szétosztályozódásától mentesen, kivérzés nélkül, közel szintkiegyenlítődéig lassan folyik, légtelenedik, miközben a vasalás közötti teret kitölti és megtartja homogenitását.

A betonkeverék az adalékanyag legnagyobb szemnagyságának a korlátozása, a finomrész-tartalom növelése, az ún. negyedik generációs folyósító adalékszer (poliakrilát, polikarboxilát-éter hatóanyagú vizes oldatok) használata, a víz-finomrész arány korlátozása által lesz öntömörödő.

Előnyös tulajdonságai miatt alkalmazása hazánkban is terjed.

Alábbiakban kísérleti eredményekről és beépítési példákról számolunk be.

## 35.2. Öntömörödő beton tervezése

[Zsigovics (2006, 2007)]

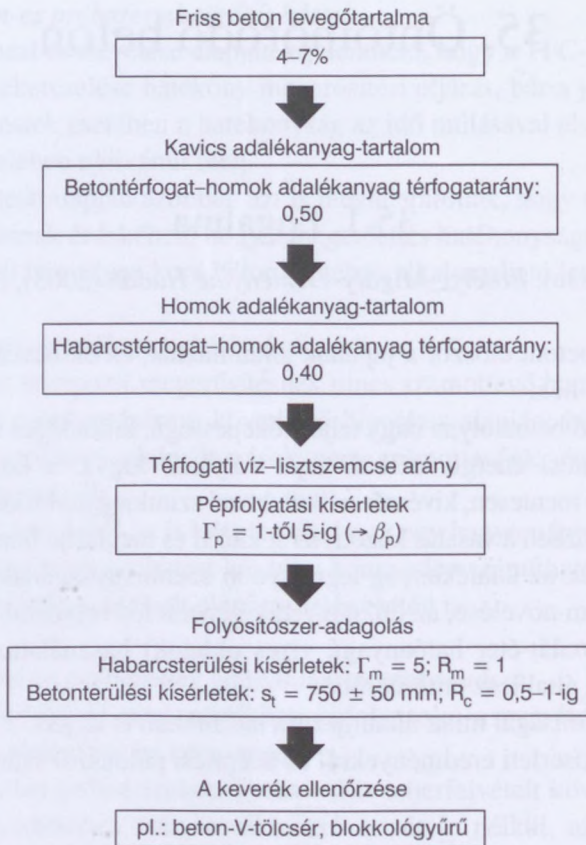
*Okamura–Ozawa* (1995), *Nawa–Izumi–Edamatsu* (1998) szerint az öntömörödő betont célirányosan egymásra épülő pép-, habarcs- és betonkísérletekkel lehet megtervezni. A javaslat azon a feltételezésen alapul, hogy kielégítő viszkozitású, folyóképes habarcsból – csupán kavics adalékanyag hozzáadásával és a folyósítószer-adagolás összehangolásával – öntömörödő beton állítható elő.

Ennek a japán javaslatnak a folyamatábrája a 35.1. ábrán látható. A tervezés első lépése a megcélzott tulajdonságok, a kiindulási anyagok, valamint az elérni kívánt levegőtartalom rögzítése. Ezt követően az adalékanyag-térfogatot – a durva- és finomszemcsés adalékanyag tartalom keresztül – határozzuk meg úgy, hogy szokásosan a durvaszemcsés halmaztérfogatot a betontérfogat 50%-ának feltételezzük, és a homoktérfogatot a habarcs térfogat 40%-ában rögzítjük.

Az öntömörödő beton tervezésének lépései [*Okamura–Ozawa* (1995)]:

1. A tervezés első lépése:

Max. 0,5 m<sup>3</sup> kavicsváz összeállítása a kavics frakciókból.



**35.1. ábra.** Öntömörödő beton tervezése Okamura szerint [Okamura–Ozawa (1995)]

Jelölések:  $\beta_p$  = víz-lisztfinomságú szemcsék tömegaránya  
 $\Gamma_p = 0$  érték esetében  $\Gamma_p$  = pép relatív területi értéke  
 $\Gamma_m$  = habarcs relatív területi értéke  $R_m$  = habarcs relatív kifolyási értéke  
 $R_c$  = beton relatív kifolyási értéke  $s_t$  = beton területi értéke

2. A tervezés második lépése:

- Habarcsstervezés – homok 40 térfogat%  
 – lisztfinom szemcse és víz arány beállítása,  
 – adalékszer-adagolás beállítása.

3. A tervezés harmadik lépése:

Az öntömörödő beton ellenőrzése frissbeton-vizsgálatokkal, a korrekciók elvégzése.

Az adalékanyag-hányadok meghatározása után az egymásra épülő pép-, habarcs- és betonvizsgálatok segítségével tervezzük meg az öntömörödő betont.

a) Pépvizsgálatok

Első lépésként a pépen az optimális víz-lisztfinom szemcsék tömegarányát határozzuk meg.



### b) Habarcsvizsgálat

Második lépésként a habarcsvizsgálatokkal a folyósító adalékszer mennyiségét és a víz-lisztfinom szemcse arány változtatásával a habarcsot állítják be úgy, hogy 245 mm-es területi értéket és a habarcskifolyás tölséren mért átfolyási idő 10 másodperces értékét érjük el.

### c) Betonvizsgálatok

A durva adalékanyag optimális adagolását a kavics adalékanyag mennyiségének változtatásával határozzuk meg kifolyási tölsérek, területmérő asztalok segítségével.

### d) Módosított keveréktervezés

A fent javasolt reológiai tulajdonságoktól el kell térni, ha a lisztfinom szemcse nem felel meg a  $<90 \mu\text{m}$  szemcsenagyságnak.

A levegőtartalom a jelenleg előállított öntömörödő betonok 0,5–1,5 térfogat%, hasonlóan a vibrált betonok levegőtartalmához.

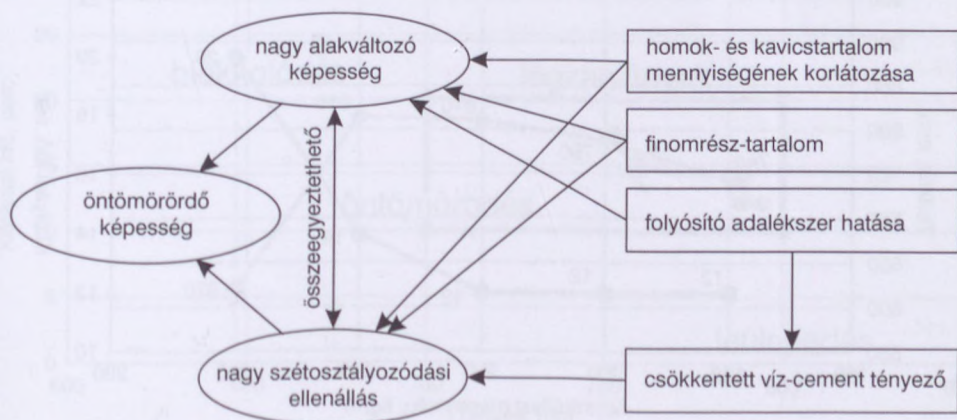
Zsigovics István felvetette (2004a, 2005, 2006, 2007) a kérdést, mi lenne, ha kihagynánk a pép- és habarcsvizsgálatokat, és közvetlenül a betonkeveréken végeznénk el az öntömörödő képesség beállítását. Ennek lehetőségét a mészkőliszttel folytatott kutatási eredmények alapozták meg.

Az öntömörödő beton definíciójából következik, hogy az öntömörödő betonoknál nagyon fontos az úgynevezett *mézes jelleg* létrehozása, amely elérésének három technológiai eszköze van:

- finomrész-tartalom,
- adalékszer,
- viszkozitást növelő adalékszer.

Az öntömörödő képesség elérésének módjait a 35.2. ábra szemlélteti.

Az öntömörödő képességet Ouchi (1998) szerint az alábbi módon érhetjük el:



35.2. ábra. Öntömörödő képesség elérésének módjai [Ouchi (1998), Zsigovics (2006)]

- korlátozott adalékanyag-tartalom és nagyobb finomrész- ( $\leq 90 \mu\text{m}$ ) tartalom,
- a friss beton nagy alakváltozó képességének és a kis viszkozitásnak az együttes jelenléte.

Ennek megfelelően, ha az adalékanyag kavicsstartalmát  $\leq 500 \text{ l/m}^3$  halmaztérfor-  
 gatban állapítjuk meg, az adalékszer-adagolást és víztartalmat jól vesszük fel (ezeket  
 is lehet optimalizálni), és ha nem használunk viszkozitást fokozó adalékszert, akkor  
 a maximális öntömörödő képesség elérése csak a *finomrész-tartalom optimalizálá-  
 sától* függ.

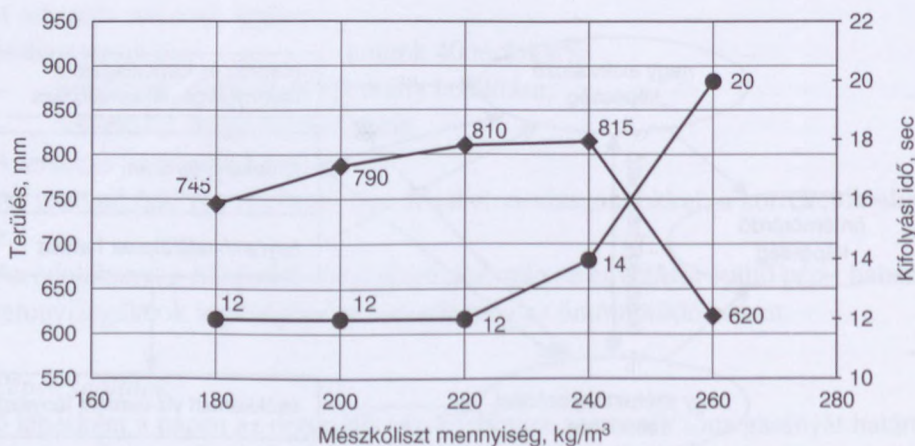
Ha az alapkeverék az öntömörödő képesség tartományától távol van, akkor az alap-  
 keveréket az adalékszer- és vízadagolás változtatásával az öntömörödő képesség alsó tar-  
 tományába (10–12 másodperc kifolyási idő és 700–750 mm terület) hozzuk fel a blokkol-  
 ógyűrűs módszer alkalmazása, területmérés és kifolyási időmérés segítségével.

A Zsigovics (2006) által kidolgozott tervezési módszer alkalmazása során az  
 optimális finomrész kiegészítőanyag-tartalom (pl. mészkőliszt, szilikapor, kohósa-  
 lak, pernye) mennyiségét célszerűen a *betonkeveréken* határozzuk meg.

Az egyéb szempontok szerint is (szilárdság, víz-cement tényező, cementfajta  
 stb.) összeállított, szükség szerint a fentiek alapján korrigált cementtartalomhoz  
 viszonyítottan kis finomrész-tartalmú alapkeveréken megmérjük a területét és a kifo-  
 lyási időt. Azután  $20 \text{ kg/m}^3$ -rel növeljük a mészkőliszt-adagolást, és a keverés után  
 ismét megmérjük a területét és a kifolyási időt. Ezt addig folytatjuk, amíg a keverék  
 területe a kezdeti növekedés után el nem kezd csökkenni (35.3. ábra).

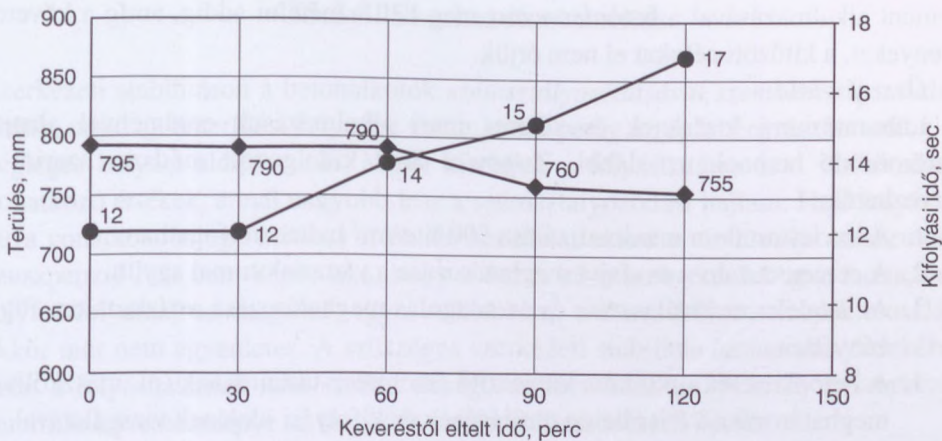
A kapott eredmények alapján megállapítjuk az optimális mészkőliszt-adagolást  
 (kiegészítő finomrésztartalmat). Ezután a keverékterven – az optimális mészkőliszt-  
 tartalom alapján – a szükséges módosításokat és a konzisztencia eltarthatósági vizs-  
 gálatot elvégezzük (35.4. ábra).

Az idő függvényében mérjük mind a blokkológyűrűs terület, mind a kifolyási idő  
 változását. Ezt a betont akkor tekintjük nagy teljesítőképességű, öntömörödő friss



35.3. ábra. A mészkőliszt-adagolás hatása a konzisztenciára és a kifolyási időre [Zsigovics (2006)]



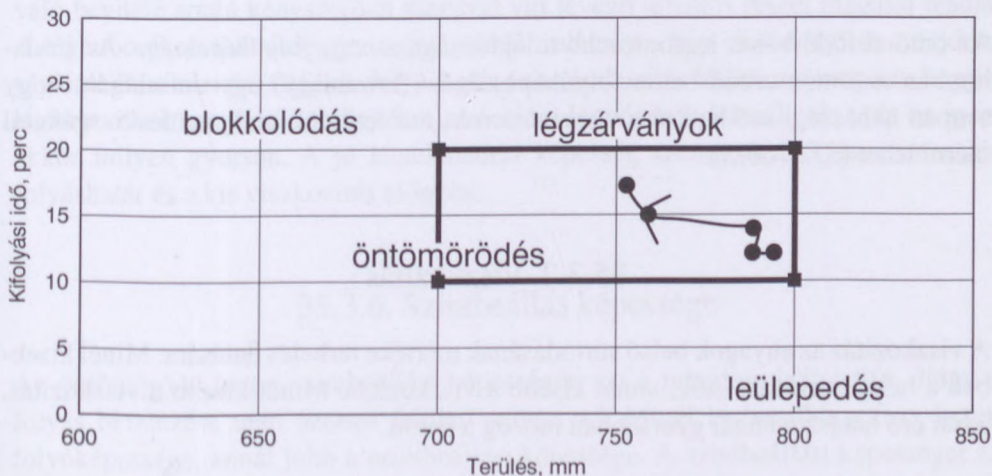


35.4. ábra. A terülés és a kifolyási idő a keveréstől eltelt időtartam függvényében [Zsigovics (2006)]

betonnak, ha két óráig képes tartani az öntömörödő képességét. Ennek feltétele, hogy a terülés  $750 \pm 50$  mm, a kifolyási idő 10-20 másodperc között legyen. Ezek a követelmények adott esetben pontosíthatók. A tervezés célja, hogy az öntömörödő betont a megadott értékek közé juttassa, és ellenőrizze, hogy másfél-két óráig az a megadott tartományban marad (35.5. ábra).

A tervezés során henger próbatestet kell készíteni, és hasítás után a megszilárdult betonon kell a beton homogenitását igazolni. Ha a beton homogenitása nem kielégítő, kavicsleülepedés látható, akkor a terülésre és a kifolyási időre vonatkozó követelményeket módosítani kell.

Ha az így kapott beton maximális teljesítőképessége nem elégséges a betontechnológiai követelmények teljesítéséhez, akkor célszerűen más adalékszer, homok,



35.5. ábra. Az öntömörödő beton bedolgozhatósági tartománya [Zsigovics (2006)]

cement alkalmazásával a betontervezést meg kell ismételni addig, amíg a követelményeket, a kitűzött célokat el nem érjük.

### *Összefoglalás*

Laboratóriumi kísérletek és sikeres ipari alkalmazások eredményei alapján öntömörödő betonok az alábbi, *Zsigovics* által kidolgozott módszer szerint is tervezhetők:

1. A kavicsstartalom maximalizálása 500 liter/m<sup>3</sup> halmaztérfogatban.
2. A cementtartalom és -fajta meghatározása a víztartalommal együtt.
3. Az adalékszer kiválasztása és az adagolás meghatározása a víztartalom függvényében.
4. A betonkeverék optimális kiegészítő finomrész-tartalmának (pl. mészkőliszt) meghatározása a friss beton területének és kifolyási idejének vizsgálatával.
5. Az optimális finomrész-tartalommal a keverék véglegesítése és a keverék eltarthatóságának vizsgálata a terület és a kifolyási idő mérésével.
6. Henger próbatestek készítése. A henger próbatestek elhasításával a beton homogenitásának ellenőrzése.

A fentieket először a margitszigeti *Szécsi Tamás Sportuszoda* nagy teljesítőképességű öntömörödő látszóbetonja tervezése során alkalmazták sikeresen. Az öntömörödő betont a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék Laboratóriumában – kutatás-fejlesztési munka keretében – tervezték.

## 35.3. A friss beton tulajdonságai

[*Zsigovics* (2003a, 2004a)]

### 35.3.1. Folyóképesség

Az öntömörödő beton legfontosabb tulajdonsága a *nagy folyóképessége*. Az irodalomban az öntömörödő beton folyóképességét (flowability) úgy definiálják, hogy csupán nehézségi erő hatására vízszintesen ki tud terjedni, amit területvizsgálattal mérni lehet (35.5. ábra).

### 35.3.2. Viszkozitás

A viszkozitás az anyagok belső súrlódásának mértéke terhelés hatására. Minél kisebb a belső súrlódási erők, annál kisebb a viszkozitás. Minél kisebb a viszkozitás, adott erő hatására annál gyorsabban mozog a beton.



### 35.3.3. Szerkezeti stabilitás

Szerkezeti stabilitáson a betonalkotók *szétosztályozódásával szembeni ellenállását* értjük, mind az önterületési folyamat során, mind pedig az építményrészben elfoglalt végleges helyzet elérése után. Minél kisebbek a folyáshatárra és a viszkozitásra vonatkozó értékek, annál nagyobb lesz a szétosztályozódási hajlam. Ha a folyáshatárra vonatkozóan egy kritikus érték alá kerülünk, akkor a víz-lisztfinom szemcse-szuspenzió már nem képes arra, hogy a durva közetszemeket lebegve tartsa, és a folyási folyamatban magával vigye. A betonban a durva közetszemcsék eloszlása akkor már nem egyenletes. A szükséges szerkezeti stabilitás fenntartása érdekében ezért a folyáshatárnak nem szabad túlságosan lecsökkennie. A hiányzó szerkezeti stabilitás következménye az ülepedés (szétosztályozódás) és vérzés.

A folyóképesesség és a viszkozitás beállítását megfelelő vízmennyiséggel és adalékszerrel is el lehet érni.

### 35.3.4. Blokkolódási hajlam

A friss, öntömörödő beton betonacéllal szerelt zsaluzatban való egyenletes szétterüléséhez a folyóképesesség és viszkozitás megkövetelt értékeinek a betartása mellett az is szükséges, hogy a vasalás elérésekor a durva adalékanyagok ne torlódjanak. Ezt *blokkolódásnak* is nevezik (angolul blocking).

### 35.3.5. Légtelenedési képesség

Az öntömörödő betonnak képesnek kell lennie arra, hogy a keverés és a zsaluzatba való bevitele során kényszerűen magával vitt levegő jelentős részét magától leadja. A légbuborékok felhajtóereje nagyságuktól, valamint a pép sűrűségétől és tulajdonságaitól (viszkozitás) függ. A folyáshatár és a viszkozitás határozza meg azt, hogy a légbuborékok megfelelő felhajtóereje esetén a légpórusok felszállnak-e, és ha igen, akkor milyen gyorsan. A jó légtelenedési képesség szempontjából eszerint a kis folyáshatár és a kis viszkozitás előnyös.

### 35.3.6. Szintbeállítás képessége

Az öntömörödő beton szintbeállási képességén azt a tulajdonságát értjük, hogy a folyás befejezése után azonos felületi szintet ad. Minél kedvezőbb a friss beton folyóképesége, annál jobb a szintbeállási képessége. A szintbeállási képességet az U alakú dobozzal lehet mérni.

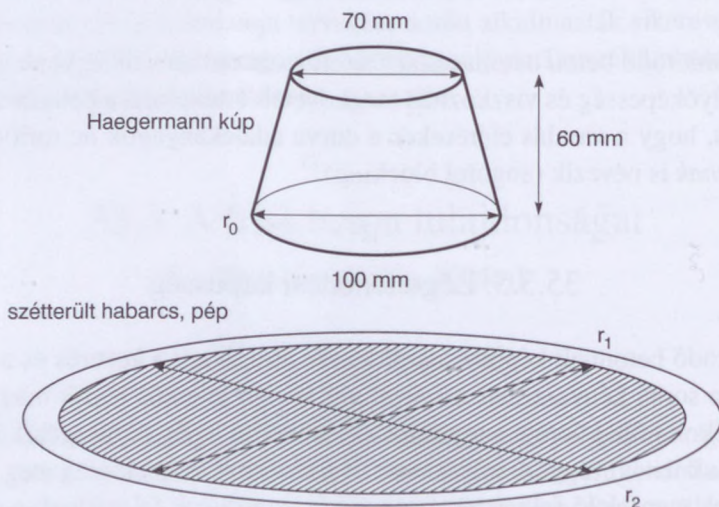
## 35.4. A pép, a habarcs és a friss beton reológiai tulajdonságainak vizsgálata

[Zsigovics (2003a, 2004a)]

### 35.4.1. A habarcs és a pép területi vizsgálata

Ezzel a vizsgálattal a habarcs, illetve a pép folyóképességét határozzuk meg. A vizsgálathoz a 35.6. ábrán [Grübl–Lemmer (2001)] megadott méretű (Haegermann szerinti) kúpot tiszta, sima és mattnedves felületű lapra állítjuk, és péppel vagy habarccsal a pereméig megtöltjük. Ezt követően a kúpot felfelé húzzuk. A képződő lepény nagyságát vesszük alapul a folyóképesség megállapításához.

A Haegermann-féle kúpforma alkalmazása esetén mintegy 245 mm-es lepényátmérő felel meg a japán követelménynek. A pépen végzett vizsgálatoknak a célja a pépösszetétel alkalmasságának és az optimális víztartalomnak a meghatározása.

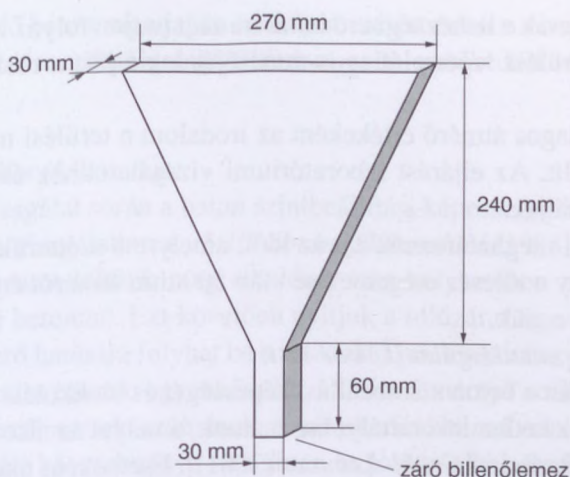


35.6. ábra. Habarcs, illetve pép területsvizsgálata [Grübl–Lemmer (2001)]

### 35.4.2. A habarcs kifolyási idejének a vizsgálata

A kifolyási idő mérésével a habarcs viszkozitását határozzuk meg. A vizsgálathoz a 35.7. ábrán megadott kifolyótölcsért használjuk [Grübl–Lemmer (2001)]. A belső oldalakon tiszta és mattnedves tölcserő a pereméig megtöltjük habarccsal, ezt követően meghatározzuk azt az időtartamot másodpercben, amire a habarcsnak





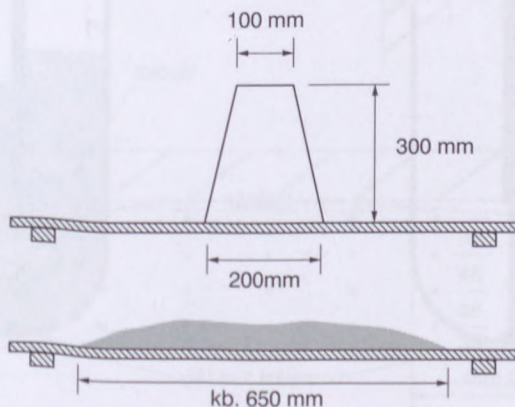
35.7. ábra. Kifolyásiidő-vizsgálat habarcsra [Grübl-Lemmer (2001)]

szüksége van ahhoz, hogy az alsó záró, billenő lemez nyitása után kifolyjék a tölcserből. A habarcs annál nagyobb viszkozitású, minél lassabban folyik ki.

Az öntömörödő beton Okamura és Ozawa (1995) szerinti előállítási módszerénél arra törekszünk, hogy a habarcs viszkozitása a bemutatott kifolyótölcsérről végzett vizsgálata során  $R_m = 1,0$  érték adódjék. Ez annak felel meg, ha a habarcsnál a tölcserből 10 másodperces kifolyási időt mérünk.

### 35.4.3. A beton vizsgálata

*Folyásvizsgálattal* a beton folyóképességét vizsgáljuk. A vizsgálathoz az alkalmazott csonka kúpot megfelelően nagy, tiszta és mattnedves felületű asztalra (min. 800×800 mm) állítjuk, és megtöltjük betonnal. Ezt követően a formát megemeljük



35.8. ábra. Folyási vizsgálat betonon (roskadási terület mérésével) [Grübl-Lemmer (2001)]

úgy, hogy a beton csak a nehézségi erő hatására szét tudjon folyni. A folyás mértékének a képződő területi lepény átlagos átmérőjét tekintjük a roskadási területnek (35.8. ábra).

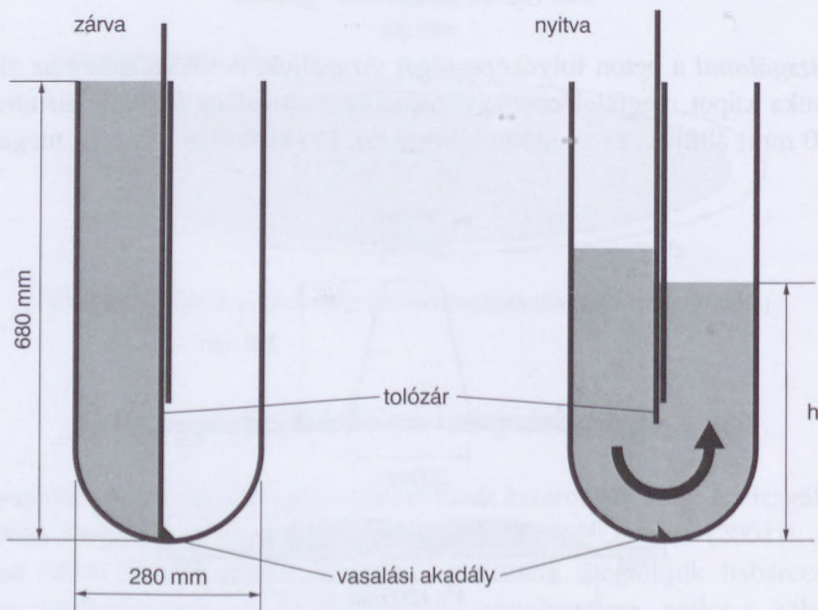
A kívánatos átlagos átmérő értékeként az irodalom a területi mértékre általában  $750 \pm 50$  mm-t említ. Az eljárást laboratóriumi vizsgálatokhoz és építési helyszíni ellenőrzésre használják.

Néha ezenkívül meghatározzák azt az időt, amelyre a szétterülő betonnak ahhoz van szüksége, hogy a tölcsér megemelése után 500 mm átmérőt érjen el. Ezt az időt  $T_{500}$ -as időnek nevezzük.

#### *U-dobozzal végzett vizsgálat (U-box-test)*

A vizsgálat során a beton szintbeállási képességét és blokkolási hajlamát vizsgáljuk. A vizsgálathoz kétkamrás tartályt használunk, amelyet az alsó részben egy tolózárral választ el (35.9. ábra) [Grübl-Lemmer (2001)]. Esetenként más kivitelezési változatokat is használunk.

Az egyik kamrát a tolózár zárt helyzetében betonnal megtöltjük. Ezt követően kinyitjuk a tolózárát. A beton a nyíláson keresztül átjuthat a másik kamrába, és ott felemelkedhet. A betonnak eközben még egy vasalási akadályt is le kell küzdenie, amely a nyitási keresztmetszetben van. Ez az akadály rendszerint 3 db 14 mm-es átmérőjű függőleges acélbetét, amelyek egyenlő távolságokban vannak elosztva a 200 mm széles tartályban. Egyes esetekben 4 vagy több acélbetétet használnak. Ez megnöveli az öntömörödő betonnal szemben támasztott követelményeket.



35.9. ábra. U-doboz vizsgálat [Grübl-Lemmer (2001)]



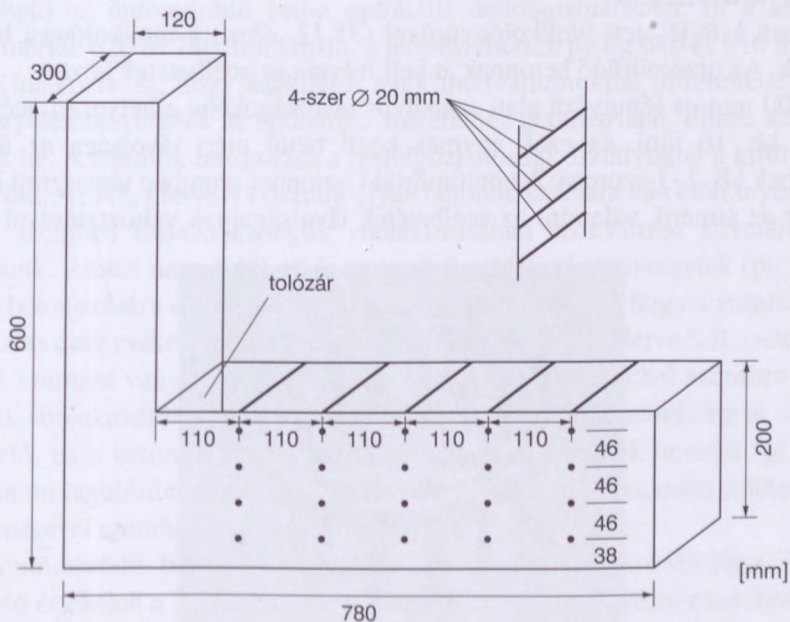
Az öntömörödő betonnak a japán irodalom szerint ennél a vizsgálatnál az acélbetét akadály leküzdése után legalább 300 mm-es felemelkedési magasságot (h) kell elérnie.

### L-dobozos vizsgálat (L-box-test)

Az L-dobozos vizsgálat során a beton szintbeállítási képességét és blokkolási hajlamát vizsgáljuk. A vizsgálatához a 35.10. ábrán [Skarendahl (1998)] megadott, derékszög alakú zsaluzatot töltünk meg a tolózár zárt helyzetében a betöltési oldalon (függőleges szár) betonnal. Ezt követően nyitjuk a tolózárát úgy, hogy a beton csupán a nehézségi erő hatására folyhat be a zsaluzat alsó, vízszintes szárába. Ilyenkor a betonnak rendszerint három, egyenként kb. 14 mm átmérőjű acélbetét akadályt kell leküzdenie. Az acélbetétek számának a növekedésével növelni lehet a betonnal szemben támasztott követelményt. (Az ábrán öt sorban elhelyezett Ø20 mm-es akadályozó acélbetétes változat látható.)

A vizsgálat során a  $h_1$  és  $h_2$  magasságot mindig a zsaluzat határoló falain állapítjuk meg. Azt az időtartamot határozzuk meg, amelyre a betonnak a tolózár nyitása után szüksége van ahhoz, hogy elérje a 200, illetve 400 mm-es vízszintes távolságot.

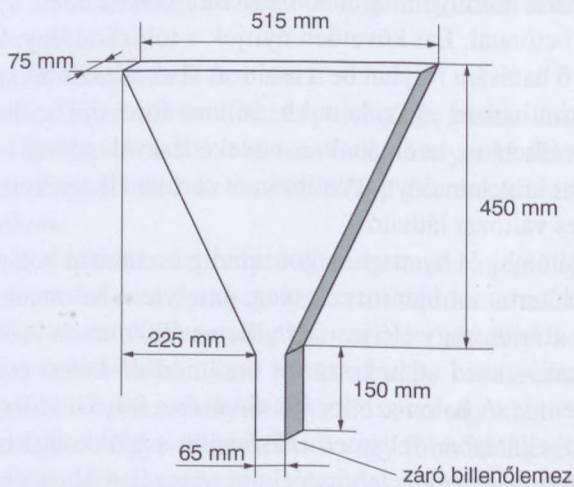
A  $h_2/h_1$  aránynak – svéd adatok szerint öntömörödő beton esetében – 0,80-nál nagyobbak kell lennie. A beton szintbeállításának és a folyási időnek a meghatározásán kívül ebben az eljárásban felismerhetővé válik a blokkolási hajlam. A Svédországban kifejlesztett eljárást ott laboratóriumi vizsgálatokhoz és építési helyszíni ellenőrzéshez használják [Skarendahl (1998)].



35.10. ábra. A konzisztencia új típusú mérőeszköze, L-dobozos vizsgálat [Skarendahl (1998)]

### Beton kifolyási idejének a vizsgálata

A beton viszkozitását vizsgáljuk. A vizsgálathoz a 35.11. ábrán megadott méretű tölcserűt pereméig megtöltjük betonnal. Ezt követően a záró billenő lemezt az alsó oldalon kinyitjük úgy, hogy a beton szabadon ki tudjon folyni. Mérjük a kifolyás időtartamát. Minél gyorsabban folyik ki a beton a tölcserűből, annál kisebb a viszkozitása. Öntömörödő beton esetében mintegy 12 másodperces kifolyási időre számíthatunk.

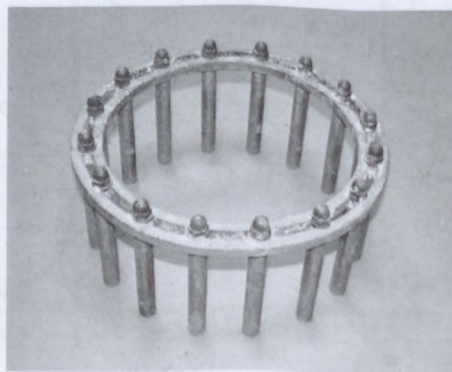


35.11. ábra. Kifolyási idő vizsgálat betonra [Grübl-Lemmer (2001)]

### Blokkológyűrűs vizsgálat

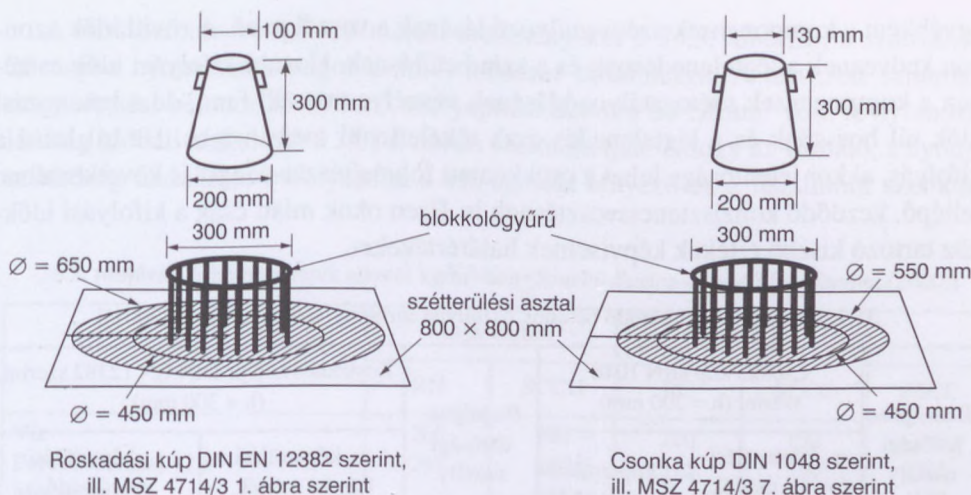
A Japánban kifejlesztett blokkológyűrűvel (35.12. ábra) a blokkolódási hajlamot vizsgáljuk. Az öntömörödő betonnak át kell folynia az acélbetétek között.

A  $\varnothing 300$  mm-es fémgyűrű alatt szabályos távolságokban elhelyezett acélbetétek átmérője kb. 16 mm, és ezek egymás közti belül mért távolsága az acélbetét átmérőjének kb. 2–3-szorosa. Az öntömörödő betonnal szemben támasztott követelményeket az átmérő, valamint az acélbetétek távolságainak változtatásával egyedi-



35.12. ábra. Blokkoló gyűrű





**35.13. ábra.** Vizsgálati javaslat öntömörödő betonokhoz (FVB vizsgálat) [Grübl-Lemmer (2001)]

leg lehet beállítani. Ha a beton blokkolódik, akkor nem tökéletesen, vagy egyáltalán nem tudja elhagyni a gyűrűt. A blokkolódásra nem hajlamos beton az akadályon át felismerhető akadályoztatás nélkül átfolyik.

A vizsgálatok továbbfejlesztése jelenleg is folyik. A beton területét és a blokkolódását együtt mérik a kifolyási idővel. Ennek megnevezése a német irodalomban FVB vizsgálat (Fließfähigkeit-Viskosität-Blockierung = folyóképesség-viszkózitás-blokkolódás). A vizsgálatot a 35.13. ábra mutatja.

Az FVB vizsgálatok azt mutatták, hogy az ott kapott eredményekkel megfelelően megítélhető az öntömörödő beton optimális bedolgozhatósága. Itt a kúpterületi folyási mérték 620 és 740 mm között, a területi mérték pedig 680 és 810 mm között lehet. Kínálkozik az, hogy ezeknél a nagy intervallumoknál differenciáljunk úgy, hogy figyelembe vesszük az épületrész méreteit és geometriáját. Ehhez két osztályt vezettek be. A betonok besorolása a bedolgozhatósági osztályokba a kifolyási mérték szerinti. Az A I, illetve S I osztály olyan betonok számára van előírva, amelyekkel szemben folyóképességük vonatkozásában szokványos követelményeket támasztunk. Ezeket nagy felületű és nagy térfogatú épületszerkezetek (pl. födémek, alapok) betonozására alkalmazzák. Ilyenkor azt tételezik fel, hogy a vasalási hányad és a vasalás csak csekély akadályoztatást idéz elő. Az A II., illetve S II. osztály olyan betonok számára van előírva (35.1. táblázat), amelyekkel szemben folyóképességük vonatkozásában megnövelt követelményeket támasztunk. Ez pl. akkor fordulhat elő, ha a betont csak egy középponti helyen kívánják bevinni (pl. keskeny falak, finom tagolású épületszerkezetek). Vagy akkor, ha a zsaluzott felületek külső megjelenésével szemben nagy követelményeket támasztanak.

Az öntömörödő beton bedolgozhatósági osztályokba sorolásához szükséges megfelelő értékeket a 35.1. táblázat foglalja össze. A megítéléshez további szerepet játszik a kifolyási idő. A kifolyási időnek nem szabad túl rövidnek lennie, mert

egyébként a komponensek szétosztályozódásának a veszélye nő. A rövid idők azonban kedveznek a légtelenedésnek és a szintbeállásnak. Hosszú kifolyási idők esetében a komponensek szétosztályozódásának veszélye nem áll fenn, de a betonozási idők túl hosszúak és a légtelenedés csak tökéletlenül megy végbe. Ha túl lassú a kifolyás, akkor jelentősége lehet a csökkentett folyósítószer-adagolás következtében fellépő, kezdődő konzisztenciavesztésnek is. Ezen okok miatt csak a kifolyási időkhöz tartozó kisebb értékek képviselnek határértékeket.

**35.1. táblázat.** Öntömörödő betonok osztályba sorolása [Grübl–Lemmer (2001)]

Bedolgozhatósági osztály	Csonka kúp DIN 1048 szerint (h = 200 mm)		Bedolgozhatósági osztály	Roskadási kúp pr DIN EN 12382 szerint (h = 300 mm)	
	a <sub>A</sub> kúpterületi folyási mérték, mm	s <sub>A</sub> kúpterületi folyási idő, s		a <sub>A</sub> kúpterületi folyási mérték, mm	s <sub>A</sub> kúpterületi folyási idő, s
A I	630±50	8±5	S I	700±50	12±5
A II	730±50	6±3	S II	800±50	10±3

## 35.5. A megszilárdult öntömörödő beton tulajdonságai és vizsgálata

A megszilárdult öntömörödő beton tulajdonságai és azok vizsgálata alapvetően megegyeznek a nem öntömörödő betonéval. Ezekre vonatkozó előírásokat *Kausay Tibor* a *Betonújságban* megjelent cikkekben foglalta össze.

### 35.5.1. *Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi* kísérletei (2000)

Széles körű kísérletet végeztek az öntömörödő és a szokványos beton tulajdonságainak összehasonlítására. A kísérlet főbb eredményeit *Zsigovics* (2003b) alapján ismertetjük.

A vizsgált betonok összetételét a 35.2. táblázat [*Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi* (2000)] tartalmazza. A jelölések:

magasépítési etalon beton:	RH
öntömörödő magasépítési beton:	SCCH
mélyépítési etalon beton:	RC
öntömörödő mélyépítési beton:	SCCC
acélszálás öntömörödő beton:	FSCC.



A friss betonra vonatkozó mérési eredményeket a 35.3. táblázat, a szabványos 28 napos nyomószilárdságot a 35.4. táblázat tartalmazza. A tervezett szilárdság magasépítési betonra 35 N/mm<sup>2</sup>, mélyépítési betonra 60 N/mm<sup>2</sup> volt. A nyomószilárdság időbeli alakulását a 35.14. ábrán szemléltetjük. Ahogy az várható, a nyomószilárdság alakulását befolyásolta a víz-cement tényező és a lisztfinom szemcsék

35.2. táblázat. A betonkeverék alkotói kg/m<sup>3</sup>-ben [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]

	Magasépítési		Mélyépítési		FSCC
	RH	SCCH	RC	SCCC	
Víz	200	190	220	192	160
Portlandcement 42,5	295	280	515	330	285
Mészkelet	–	245	–	–	270
Kohósalak	–	–	–	200	–
Acélszál (RC 65/35 BN)	–	–	–	–	30
Összes finomrész-tartalom	295	525	515	530	555
Homok (0–5 mm)	840	865	655	870	940
20 mm kavics (*10 mm)	970	750	930*	750*	715
Viscocrete 2, kg	–	4,2	–	5,3	4,4
Normál folyósítószer	–	–	6,4	–	–
Víz/cement tényező	0,68	0,68	0,43	0,58	0,56
Víz/finomrész tényező	0,68	0,36	0,43	0,36	0,29

35.3. táblázat. Frissbeton-tulajdonságok [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]

	Magasépítési		Mélyépítési		FSCC
	RH	SCCH	RC	SCCC	
<b>Terülés 5 percnél (mm)</b>	65	650	70	690	655
roskadás	–	–	roskadás	–	–
<b>Terülés 60 percnél (mm)</b>	50	600	70	640	640
roskadás	–	–	roskadás	–	–
T <sub>500</sub> 5 percnél (s)	–	1,02	–	1,95	3,0
T <sub>500</sub> 60 percnél (s)	–	1,66	–	1,84	3,0
<b>L-doboz</b>	–	–	–	–	–
– T <sub>200</sub> és T <sub>400</sub> 10 percnél (s)	–	1–2	–	0,6–1,2	–
– h <sub>2</sub> /h <sub>1</sub> 10 percnél (s)	–	0,81	–	0,99	0,90
<b>Orimet (80 mm)</b>	–	–	–	–	–
– kifolyási idő 10 percnél (s)	–	2,3	–	4,0	3,3
– kifolyási idő 70 percnél (s)	–	3,0	–	3,2	4,1
<b>Orimet + JRing terület</b>	–	–	–	–	–
– 15 percnél (mm)	–	670	–	635	650
– 75 percnél (mm)	–	605	–	635	615
Levegőtartalom (%)	–	1,5	–	1,1	–

**35.4. táblázat.** 28 napos, 150 mm élhosszúságú kockán mért nyomószilárdsági eredmények  
[Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]

Betonkeverékek		28 napos nyomószilárdság, N/mm <sup>2</sup>
Magasépítési keverék	SCCH	47,0
	RH	37,0
Mélyépítési keverék	SCCC	79,5
	RC	61,5
Acélszálás öntömörödő betonkeverék	FSCC	63,0

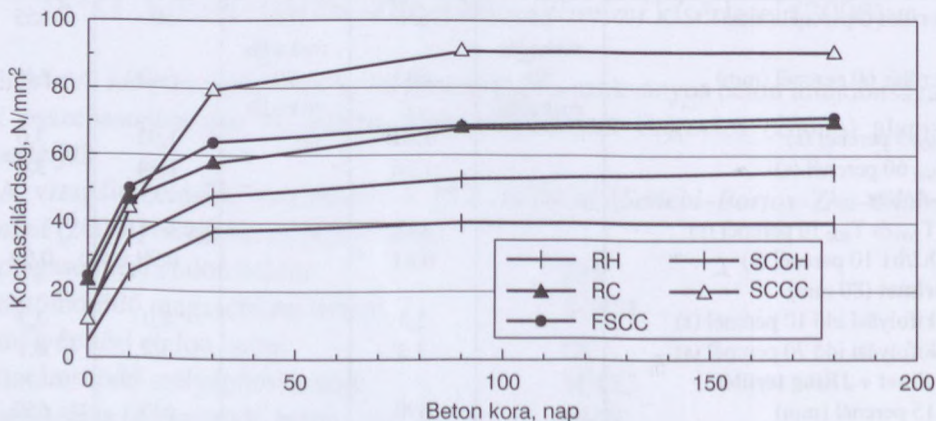
fajtája. Elsősorban a mészkőliszt mennyiségének lehet gyorsító hatása a C<sub>3</sub>S hidratációjára és a kezdeti szilárdságra [Pera–Husson–Guilhot (1999)].

A tárolás hatását a nyomószilárdság alakulására – a vízben és a levegőn tárolt próbatestek nyomószilárdságának viszonyára – a 35.15. ábra szemlélteti.

Ahogy az várható volt, a levegőn tárolt betonok nyomószilárdsága kisebb volt, mint a vízben tárolt próbatesteké. A kísérlet szerint az öntömörödő betonok – mészkőliszt adagolása esetén – kevésbé érzékenyek a levegőn tárolásra. A kohósalakot tartalmazó öntömörödő betonok érzékenyebbek voltak az utókezelésre, mint az etalon beton.

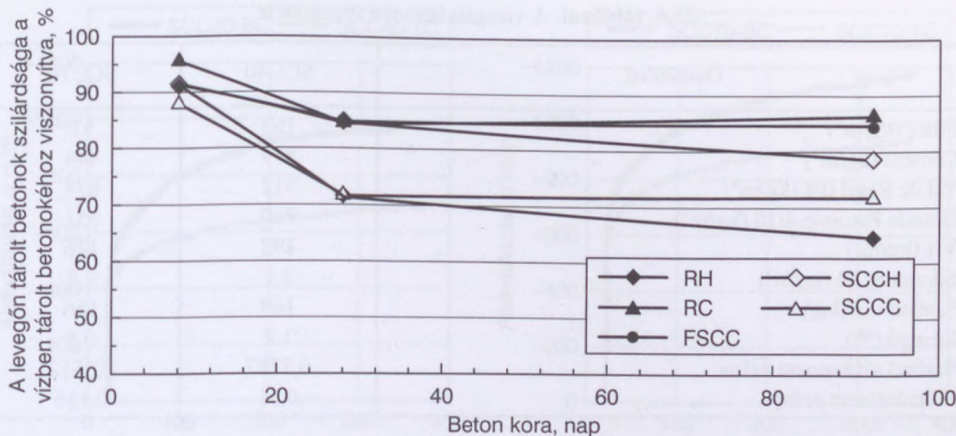
A betonok szilárdságát Ø150×300 mm-es hengereken vizsgálták. A 28 és 180 napos korú betonon meghatározott hasító-húzó szilárdságokat, valamint a hasító- és húzószilárdságok arányát a nyomószilárdsághoz képest a 35.5. táblázat szemlélteti.

A zsugorodást 100×100×400 mm-es próbatesteken vizsgálták [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]. A próbatesteket egynapos korban zsaluzták ki, és hét-napos vizsgálati korig vízben, ezt követően 20±5°C tárolták. A zsugorodásvizsgálat eredményeit a 35.16. ábrán szemléltetjük.



**35.14. ábra.** A betonok nyomószilárdsága a kor függvényében  
[Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]



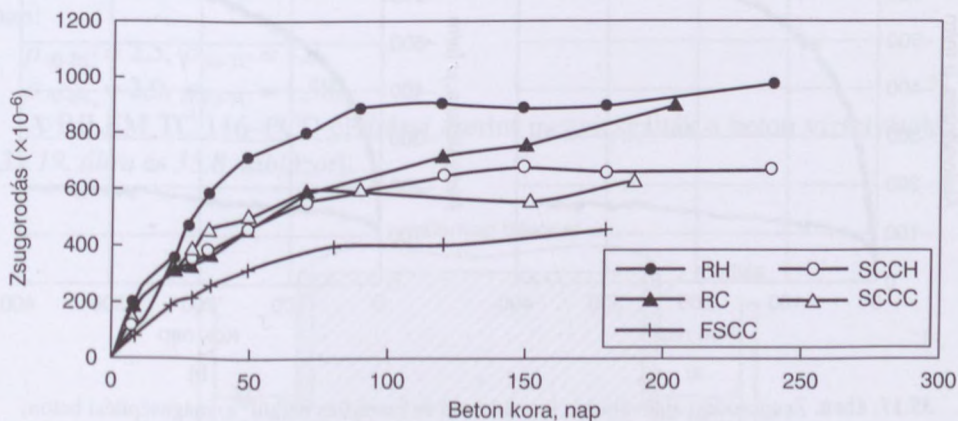


35.15. ábra. A tárolás hatása a nyomószilárdságra (a rövidítések magyarázata a szövegben található) [Sonebi-Bartos-Zhu-Gibbs-Tamimi (2000)]

35.5. táblázat. A betonok hasító-húzó szilárdsága, N/mm<sup>2</sup> [Sonebi-Bartos-Zhu-Gibbs-Tamimi (2000)]

Eredmények	SCCH	RH	RC	SCCC	FSCC
28 napos hasító-húzó szilárdság, N/mm <sup>2</sup>	3,4	2,4	4,7	4,1	4,0
180 napos hasító-húzó szilárdság, N/mm <sup>2</sup>	3,3	3,1	5,7	3,9	4,5
28 napos hasító- és nyomószilárdság aránya, %	7,1	6,5	5,9	6,6	6,4
180 napos hasító- és nyomószilárdság aránya, %	6,0	7,7	6,2	5,5	6,4

Hétnapos korig az öntömörödő betonok zsugorodása kismértékben nagyobb volt az etalon betonokénál. 28 napos kor után az etalon betonok zsugorodása nagyobb volt az öntömörödő betonokénál. Az acélszálás beton zsugorodása volt a legkisebb.



35.16. ábra. A vizsgált próbatestek zsugorodása (a rövidítések magyarázata a szövegben található) [Sonebi-Bartos-Zhu-Gibbs-Tamimi (2000)]

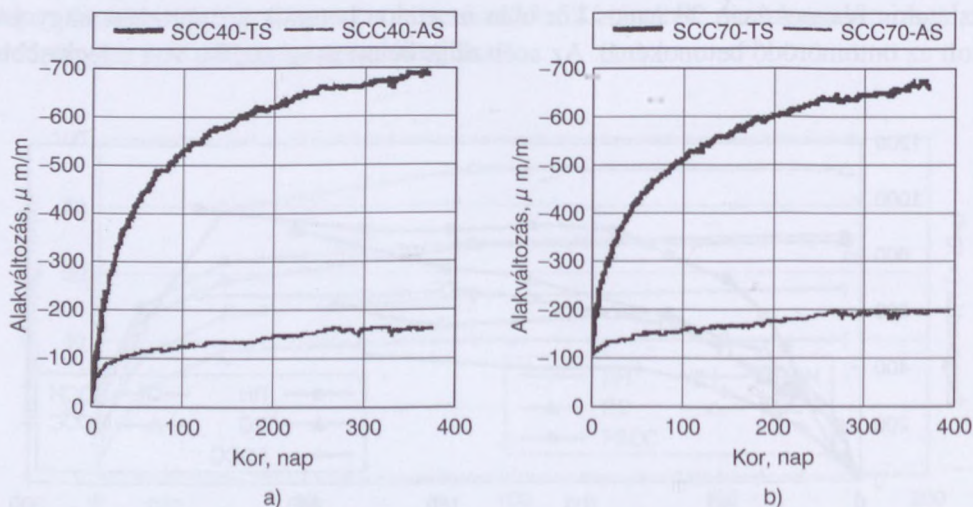
35.6. táblázat. A vizsgált betonok összetétele

Összetevő	SCC40	SCC70
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	163	52
Cement (kg/m <sup>3</sup> )	319	444
Val de Reuil 0/4 (kg/m <sup>3</sup> )	912	874
Grande Paroisse 4/10 (kg/m <sup>3</sup> )	760	851
Víz (kg/m <sup>3</sup> )	192	176
Sikament 10 (kg/m <sup>3</sup> )	4,1	9,3
Szabad víz (kg/m <sup>3</sup> )	169	156
Levegő (%)	1,2	0,5
Szabad víz/cement arány	0,5287	0,3512
Filler/cement arány	0,51	0,116

35.7. táblázat. Frissbeton-vizsgálati eredmények

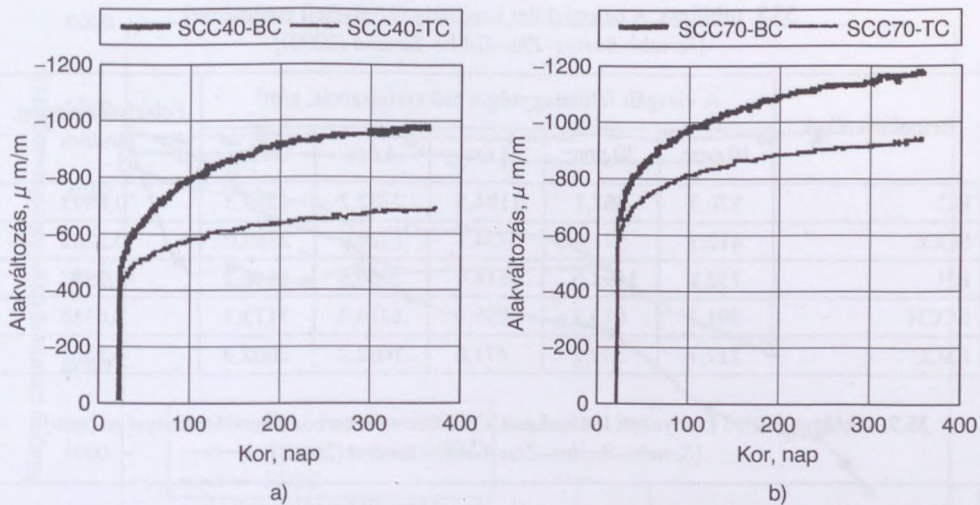
	SCC40	SCC70
Terület (mm)	760×760	800×760
T <sub>500</sub> (s)	2,8	4,3
28 napos nyomószilárdság (N/mm <sup>2</sup> )	46,5	62

A zsugorodást és a kúszást kétféle öntömörödő betonon vizsgálták. Az egyiknek a tervezett henger-nyomószilárdsága 40, a másiké 70 N/mm<sup>2</sup> volt. A betonok összetételét a 35.6. táblázat, a friss beton megvizsgált tulajdonságait a 35.7. táblázat tartalmazza.



35.17. ábra. Zsugorodási alakváltozás kiszáritással és kiszáritás nélkül: a) magasépítési beton; b) mélyépítési beton (AS: zsugorodás kiszáritás nélkül; TS: teljes zsugorodás kiszáritással) [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]





**35.18. ábra.** Kúszási alakváltozás vizsgálati eredmények kiszáritással és kiszáritás nélkül (BC: alap kúszás kiszáritás nélkül; TC: teljes kúszás kiszáritással) [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]  
Megjegyzés: Az eredményekben a zsugorodás nincs benne, a rugalmas alakváltozás benne van.

160 mm átmérőjű és 1000 mm hosszú próbatesteken vizsgálták a próbatestek zsugorodását természetes állapotban, kiszáritás nélkül (AS), teljes zsugorodását kiszáritással (TS), alap kúszását (BC) kiszáritás nélkül, teljes kúszását (TC) kiszáritással. A próbatesteket kiszáradás ellen – közvetlenül a kizsaluzás után – kétrétegű öntapadó alumíniumfóliával zárták le egyéves korig. Mérték a próbatestek hőmérsékletét is. A zsugorodási és kúszási vizsgálati eredményeket a 35.17. és 35.18. ábrák szemléltetik.

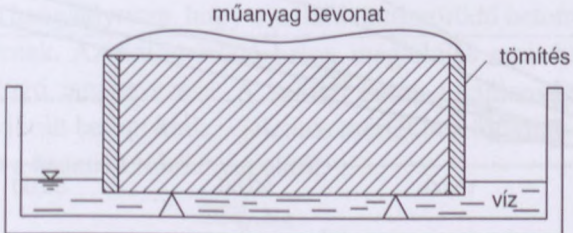
A mélyépítési betonok kiszáritás nélküli zsugorodása nagyobb volt, mint a magasépítési betonoké. Ugyanakkor fordítva alakult a zsugorodás kiszáritás esetén.

A lassú alakváltozás kiszáritás esetén kisebbre adódott. A magasépítési beton kis-mértékben érzékenyebb volt a nedvességi állapotra. A kúszási tényező egyéves korban:

$$\rho_{40-BC} = 2,5, \rho_{40-TC} = 1,7,$$

$$\rho_{70-BC} = 2,0, \rho_{70-TC} = 1,58,$$

A RILEM TC 116–PCD előírásai szerint megvizsgálták a beton vízfelvételét is (35.19. ábra és 35.8. táblázat).



**35.19. ábra.** Kísérleti elrendezés a kapilláris vízfelvétel vizsgálatához [RILEM TCI 16–PCD (1999)]

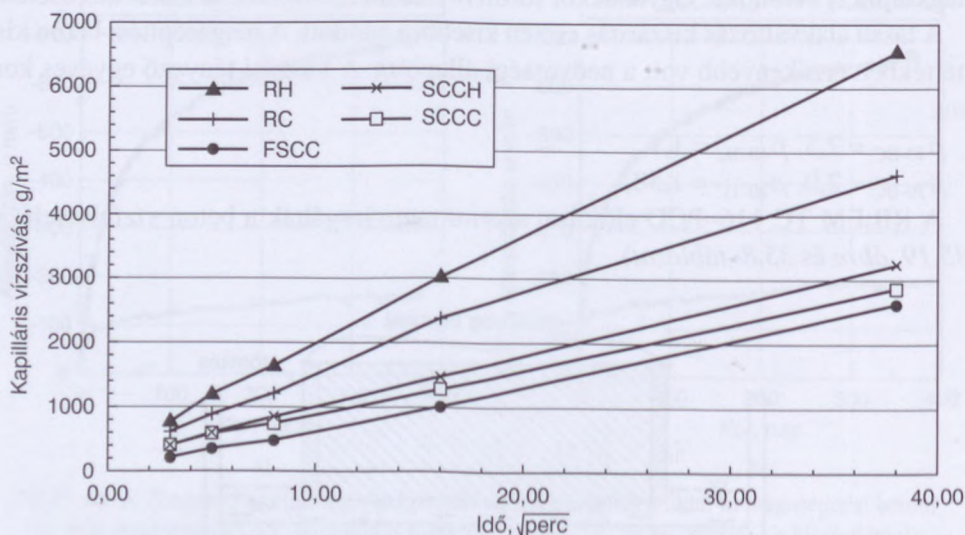
**35.8. táblázat.** A betonfelület kapilláris vízfelvételi eredményei  
[Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]

Betonkeverékek	A vizsgált felületegységre eső vízfelszívás, g/m <sup>2</sup>					Felszívóképesség, mm/óra
	10 perc	30 perc	1 óra	4 óra	24 óra	
RC	576,5	867,1	1194,5	2292,2	4584,3	0,8895
SCCC	412,7	571,4	734,7	1229,0	2789,0	0,5282
RH	752,8	1192,6	1614,4	2956,6	6616,2	1,298
SCCH	391,1	613,3	795,6	1413,3	3173,3	0,6148
FSCC	217,7	349,2	471,6	1002,2	2602,9	0,5361

**35.9. táblázat.** Külső környezeti hatásoknak kitett betonok karbonátosodási mélysége [mm]  
[Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]

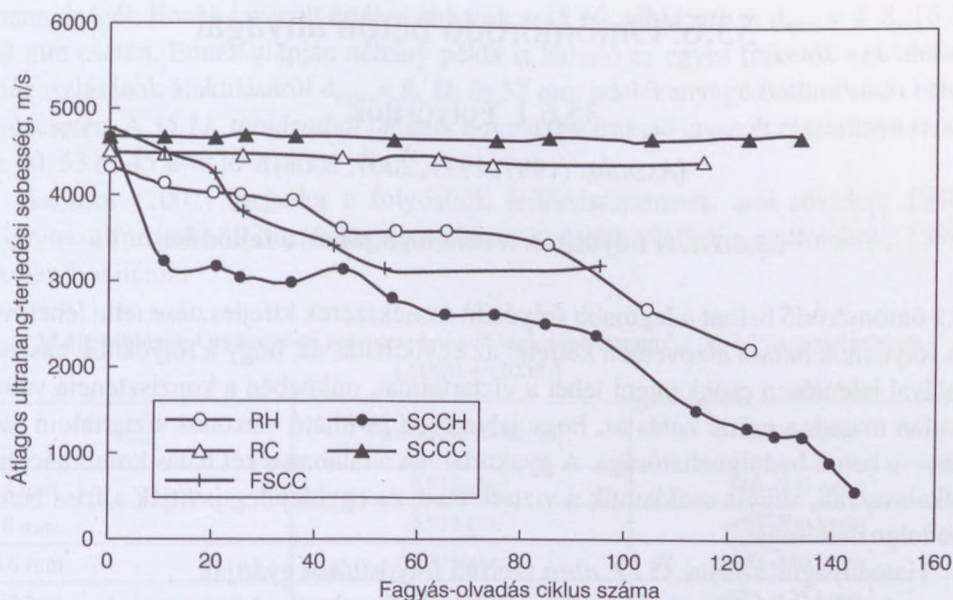
Karbonátosodási mélység, mm		Vizsgált betonkeverékek				
		RH	SCCH	RC	SCCC	FSCC
Kültéri tárolási idő	6–9 hónap	0,5	0,5	0	0	0,5
	10–12 hónap	–	–	0	0	–
	13–15 hónap	2,0	2,0	–	–	–

150 mm élhosszúságú kocka zsaluzott oldal felületét vizsgálták. A próbatesteket 6 hónapig utókezelték, majd 4 hétig 50–55 °C hőmérsékletű térben tárolták. A lehűlés után a próbatesteket a RILEM javaslatai szerint készítették elő, és vizsgálták a vízfelszívást tömegméréssel – 10 perc, 0,5, 1, 2, 4 és 24 órás vízzel való érintkezés után – határozták meg (35.20. ábra és 35.9. táblázat).



**35.20. ábra.** A betonfelület kapilláris vízfelvétele [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]





**35.21. ábra** Ultrahang-terjedési sebesség csökkenése a vizsgált betonokban [Sonebi–Bartos–Zhu–Gibbs–Tamimi (2000)]

Az eredmények szerint – azonos nyomószilárdság, illetve víz-cement tényező esetén – az etalon betonok kapilláris vízfelvétele nagyobb volt az öntömörödő betonokénál. Ennek oka, hogy az öntömörödő beton felülete tömörebb volt az etalonbetonénál.

Fenolftaleines oldattal vizsgálták a karbonátosodás mélységét a RILEM CPC-18 szerint. A mérési eredményeket a 35.9. táblázat szemlélteti. A kísérlet alapján megállapították, hogy az 1 éves korú magasépítési betonok karbonátosodása 2 mm volt, ugyanakkor a nagyobb szilárdságú mélyépítési betonokban a karbonátosodás nem jelentkezett. Az acélszálás beton karbonátosodásának a mértéke 8 hónapos korban kb. 0,5 mm volt.

A fagyállóságot 75×75×300 mm méretű próbatesteken vizsgálták. A 28 napos korú betonokat –30 és +20 °C hőmérsékletű térben 18, illetve 6 órán át tárolták. Mérték a tömegvesztést és az ultrahang terjedési sebességét. Az eredményeket a 35.21. ábrán tüntettük fel. Eszerint a magasépítési öntömörödő beton távolról sem volt fagyálló, legjobb a mélyépítési etalon RC és a mélyépítési SCCC volt.

Ludwig (2001) hangsúlyozza, hogy a szilárd öntömörödő betont nem tekinthetjük egységes rendszernek. Az öntömörödő beton megjelölés csak hasonló frissbetontulajdonságok átfogó megnevezése. A szilárd beton tulajdonságai – hasonlóan a hagyományosan vibrált betonokhoz – jelentős mértékben függenek a beton összetételétől és különösen a használt töltőanyagoktól.

## 35.6. Öntömörödő beton anyagai

### 35.6.1. Folyósítók

[Asztalos (1997, 1999, 2007, 2008)]

#### 35.6.1.1. A folyósítók technológiájának a fejlődése

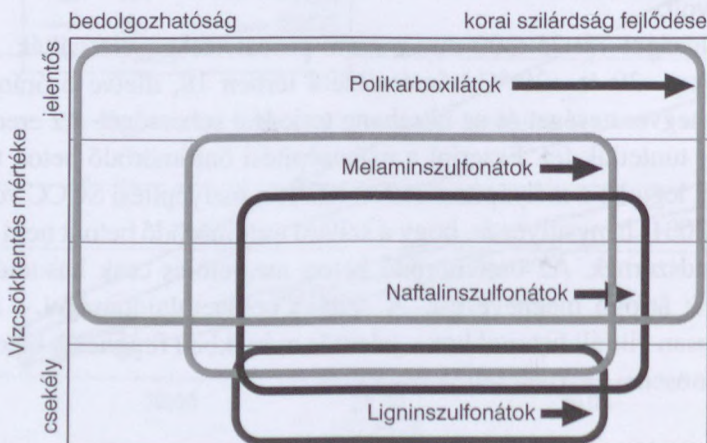
Az öntömörödő betont a legújabb folyósító adalékszerek kifejlesztése tette lehetővé. A folyósítók hatása alapvetően kétféle: az egyik hatás az, hogy a folyósítók használatával jelentősen csökkenteni lehet a víztartalmat, miközben a konzisztencia változatlan marad; a másik hatás az, hogy jelentősen javítható – azonos víztartalom esetén – a beton bedolgozhatósága. A gyakorlatban általában e két hatás kombinációját alkalmazzák, vagyis csökkentik a víztartalmat, és egyidejűleg javítják a friss beton bedolgozhatóságát.

Hatóanyaguk szerint 35.22. ábra szerinti folyósítókat gyártják.

A folyósító adalékszer megválasztása során figyelembe lehet venni, hogy előregyártáshoz vagy transzportbetonhoz, téli vagy nyári betonozáshoz használjuk fel az adalékszert. Ezeket az elvárásokat legjobban a polikarboxilát hatóanyagú folyósítókkal lehet elérni.

A polikarboxilát alapú folyósítók legfőbb jellemzője azok vízcsökkentő hatása. A víz-cement tényező csökkentésével jelentősen csökken a beton zsugorodása is. Egyidejűen csökkennek a zsugorodási repedések is. A jelentős folyósító hatás – egy jól elkészített betonkeverék esetén – lehetővé teszi a tömörebb betont, a szebb felületet, így a jobb minőséget.

Az öntömörödő beton tervezése során – a maximális szemnagyság függvényében – meg kell határozni a 0,125 mm-nél kisebb finomrész- és cementtartalom legkisebb



35.22. ábra. A hatóanyagok tulajdonság szerinti csoportosítása [Asztalos (2008)]



mennyiségét. Ennek javasolt értékei láthatók a 35.10. táblázatban  $d_{\max} = 4, 8, 16$  és  $32$  mm esetén. Ennek alapján néhány példa is látható az egyes frakciók százalékos megoszlásának alakulásáról  $d_{\max} = 8, 16$  és  $32$  mm adalékanyagú öntömörödő betonok esetén. A 35.11. táblázatból látható, hogy a 0/4 frakció javasolt részaránya rendre 60, 53 és 45%-ot tesz ki.

Asztalos (2007) megadta a folyósítók fejlődéstörténetét, ami röviden: 1940: Ligninszulfonátok, 1970: Melaminszulfonátok, 1980: Naftalin-szulfonátok, 1990: Polikarboxilátok.

**35.10. táblázat.** Öntömörödő betonhoz javasolt legkisebb finomrész- és kötőanyag-tartalom [Asztalos (2008)]

$d_{\max}$	Finomrész-tartalom	Kötőanyag
4 mm	650 kg/m <sup>3</sup>	550–600 kg/m <sup>3</sup>
8 mm	550 kg/m <sup>3</sup>	450–500 kg/m <sup>3</sup>
16 mm	500 kg/m <sup>3</sup>	400–450 kg/m <sup>3</sup>
32 mm	475 kg/m <sup>3</sup>	375–425 kg/m <sup>3</sup>

**35.11. táblázat.** Öntömörödő betonhoz javasolt szemmegoszlások finomrész-aránya [Asztalos (2008)]

Frakciók	ÖTB 0/8 mm	ÖTB 0/16 mm	ÖTB 0/32 mm
0/4 mm	60%	53%	45%
4/8 mm	40%	15%	15%
8/16 mm	–	32%	15%
16/32 mm	–	–	25%

### 35.6.1.2. A MAPEI öntömörödő betonjai

[Szautner (2000)]

A MAPEI felhasználási céltól függően három különböző típusú öntömörödő betont különböztet meg:

- NSCC (Normál öntömörödő beton) vagy SLC (Önterülő beton): kis viszkozitás,  $f_{ck} = 30\text{--}40$  MPa,
- PSCC (Előre gyártott elemek öntömörödő betonja),  $f_{ck} = 50\text{--}60$  MPa,
- HSCC (Nagy szilárdságú öntömörödő beton),  $f_{ck} \geq 65$  MPa.

Ezek a típusok nemcsak nevükben és szilárdságukban, hanem összetételükben is különböznek egymástól. A fő különbség a víz-kötőanyag tényezőben, illetve a finom részként adagolt hidraulikus kötőanyag, illetve ásványi anyag fajtájában van (35.12. táblázat).

**35.12. táblázat.** Különböző típusú öntömörödő betonok összetétele [Szauner (2000)]

Típusok		NSCC	PSCC	HSCC
$f_{ck}$		30–40	50–60	>60
Víz/kötőanyag		0,45–0,5	0,35–0,45	0,3–0,35
Durva adalékanyag		300–330	300–330	300–330
Homok ( $V_m\%$ )		45–55	40–50	40–45
Pép térfogat ( $l/m^3$ )		350–380	380–400	400–420
Vízterfogat – kötőanyag-térfogat arány		1,2–1,4	1,0–1,2	0,8–1,0
Folyósító (kötőanyag $m\%$ )		1,0–1,5	1,3–3,5	>3,5
Kötőanyag	Cement %	60,65	60–65	65–70
	Kiegészítő anyag %	40–35	40–35	35–30
	Kiegészítő anyag típusa	pernye, mészkőliszt	szilikapor, kohósalak, pernye	szilikapor, kohósalak

*Az NSCC-SLC előnyei:*

- a viszonylag drágább anyagok (szilikapor, cement) hiánya, illetve kis mennyisége következtében az NSCC-SLC költsége csak 15–20%-kal nagyobb a hagyományos betonénál,
- nincs szükség vibrálásra:
  - munkaerőköltség-megtakarítás,
  - kivitelezési idő csökkenése,
  - kevesebb zaj, ezáltal egészségesebb munkakörülmények,
- esztétikusabb látszóbeton-felületek,
- a szerkezet minősége független a bedolgozás módjától.

*A PSCC és HSCC előnyei:*

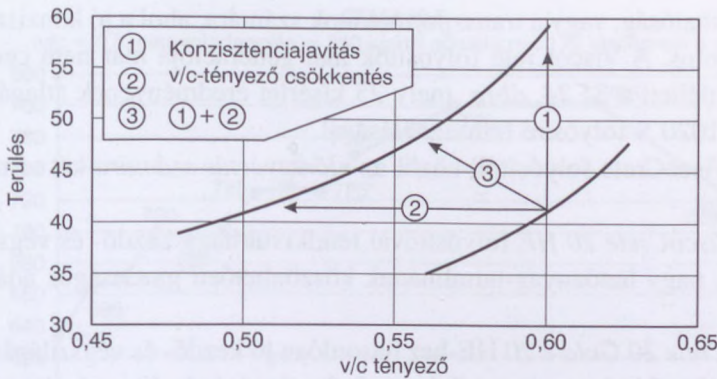
- nem szükséges a zsaluvibrálás:
  - vibráló rendszerek megtakarítása,
  - zajproblémák elkerülése,
- szétosztályozástól mentes elemek,
- olcsóbb technológiák (pl. PSCC betonból készített csövek, pörgetett csövek helyett),
- esztétikusabb látszóbeton-felületek.

### 35.6.1.3. Sika ViscoCrete technológia

[Német (2005a)]

A folyósítószerkeket a képlékenyítő adalékszerekhez hasonlóan két célból adagoljuk (35.23. ábra):



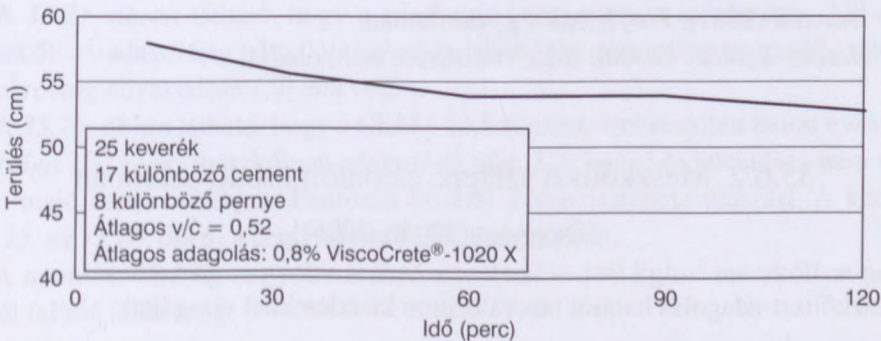


35.23. ábra. A víz-cement tényező és a terülés összefüggése [Német (2005a)]

- A betonkeverék mozgékonyságának növelése további vízadagolás nélkül (1. jelű nyíl).
- A betonkeverék víztartalmának jelentős (15–30%-os) csökkentése anélkül, hogy a keverék bedolgozhatósága kárt szenvedne (2. jelű nyíl).
- A gyakorlatban azonban a két eset kombinációja fordul elő, melyet a 3. jelű nyíl mutat.

A folyósítószer legújabb generációját képviselik a polikarboxilát-éter (PCE) hatóanyagú adalékszer (Sika ViscoCrete technológia), melyek megjelenése újabb lehetőségeket nyitott meg a betontechnológiában. PCE-k anionos polimerek, melyek olyan telítetlen zsírsavak polimerizációjával keletkeznek, mint az akrilsav, metakrilsav vagy maleinsav.

A ViscoCrete folyósítók használatával 40%-nál több vízcsökkentés is elérhető. A PCE mint hatóanyag, csak gyűjtőnév. Valójában sok a polimerek variációs lehetősége. Lehet rövid főláncú ritka, hosszú mellékláncokkal, de lehet hosszú főláncú sok rövid mellékláncúval, de lehet hosszú főláncú sok rövid mellékláncúval. A lehetőségek száma szinte végtelen. Ez magába foglalja azt a lehetőséget, hogy a molekulákat célspecifikusan állítsuk elő. Ezért van pl. más-más ViscoCrete termék az előregyártás számára, ahol a legfontosabb igény a gyors kiszaluzhatóság, de nem olyan fontos a



35.24. ábra. A terülés változása Sika ViscoCrete folyósító felhasználása esetén [Német (2005b)]

hosszú eltarthatóság, vagy a transzportbetonok számára, ahol a jó konzisztenciátartó képesség fontos. A ViscoCrete folyósítók mai generációja már nem cementfüggő. Ezt jól szemlélteti a 35.24. ábra, mely 25 kísérlet eredményének átlagát mutatja a ViscoCrete 1020 X folyósító felhasználásával.

A Sika ViscoCrete folyósítók közül az *előregyártás számára* két terméket érdemes kiemelni:

A *Sika ViscoCrete 20 HE* folyósítóval rendkívül nagy kezdő- és végszilárdságot lehet elérni, nagy hatóanyag-tartalmának köszönhetően gazdaságos adagolást tesz lehetővé.

A *ViscoCrete 20 Gold* a 20 HE-hez hasonlóan jó kezdő- és végszilárdság elérését teszi lehetővé, a frissbeton-keverék hosszú eltarthatóságával kiegészítve.

*A transzportbetonokhoz használható Sika ViscoCrete folyósítók (a teljesség igénye nélkül):*

Sika ViscoCrete 1020 X

Sika ViscoCrete 1035

Sika ViscoCrete5–800 Multimix

Sika ViscoCrete3035.

#### 35.6.1.4. Egyéb cikkek a folyósítókról

Konferenciákat rendeztek, és sok cikk jelent meg a folyósító adalékszerekről. ezek közül csak néhányat említünk meg.

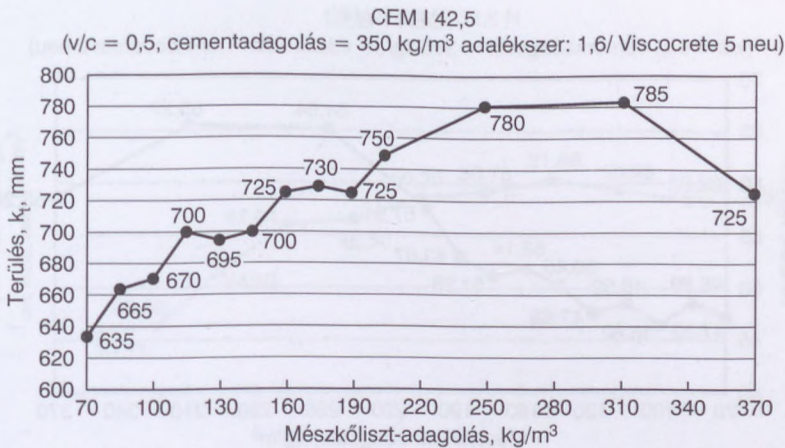
1. *Valtyni* (1997): Új hatóanyagú folyósító betonadalékszerek.
2. *Hanny* (2004): A kivitelezést segítő betonadalékszerek.
3. *Berettyán–Miklós* (2004): Újgenerációs hiperfolyósítók működése, hatásmechanizmusa.
4. *Zsigovics–Berecz* (1999): Nagy kezdőszilárdságú betonok technológiája Sika ViscoCrete adalékszerrel.
5. *Asztalos* (2007, 2008): Új lehetőségek a betoniparban.
6. *Asztalos* (1997): Beton adalékszerek I–II.
7. *Hatvani* (2001): Folyósítók a gyakorlatban.
8. *Berecz–Székács* (2000): Sika ViscoCrete technológia.

#### 35.6.2. Mészkeőliszt szerepe az öntömörödő betonban

[*Zsigovics* (2004b, 2005)]

A mézkeőliszt-adagolás hatását laboratóriumi kísérletekkel vizsgálták.





35.25. ábra. Mész-köliszt-adagolás hatása a friss beton konzisztenciájára [Zsigovics (2005)]

### A kísérlet terve

Kétféle cement, cementenként 13 keverék készítése. 13 keveréken négy terület mérése keverés után 30, 60, 90 perccel.

Keverékenként 3 db 150 mm-es próbatest készítése, nyomószilárdság vizsgálata 28 napos korban.

Az öntömörödő betonvizsgálatok során a betonösszetétel a következő volt:

cement	$350 \text{ kg/m}^3$
víz	$175 \text{ kg/m}^3$ , víz-cement tényező: 0,5
adalékanyag	0/4 50%; 4/8 15%; 8/16 35%
mész-köliszt	$70\text{--}370 \text{ kg/m}^3$ , fajlagos felület: $600 \text{ m}^2/\text{kg}$
folyósító	$5,6 \text{ kg/m}^3$ , 1,6% a cement tömegére vonatkoztatva.

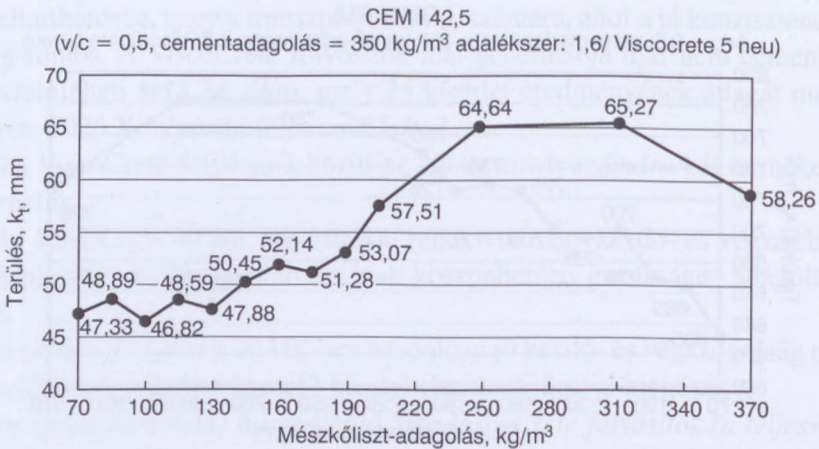
Az előzőekből látható, hogy a mész-köliszt-adagolást  $350 \text{ kg/m}^3$  cementadagolás, 0,5 víz-cement tényező és 1,6%-os ViscoCrete 5 neu adagolás esetén  $70 \text{ kg/m}^3$  és  $370 \text{ kg/m}^3$  között változtatták.

Az eredmények meglepőek abból a szempontból, hogy területi hajlam és nyomószilárdság növekedéséhez vezettek. A finomrésztartalom növelésének jelentős folyóságcsökkenéssel kellett volna járnia.

A 35.25. ábrán látható, hogy a frissbeton-konzisztencia mérőszáma  $250 \text{ kg/m}^3$  mész-köliszt-adagolásig nőtt,  $310 \text{ kg/m}^3$ -ig jelentősen nem változott, majd csökkent. A folyóság növekedése  $150 \text{ mm}$  volt.

A 35.26. ábrán látható, hogy a CEM I 42,5 N cementtel készített beton nyomószilárdsága  $250 \text{ kg/m}^3$  mész-köliszt-adagolásig nőtt,  $310 \text{ kg/m}^3$ -ig jelentősen nem változott, majd utána csökkent. Pontosan követte a konzisztenciaváltozást. A két ábra (35.25. és 35.26. ábra) a cementfajta hatását szemlélteti.

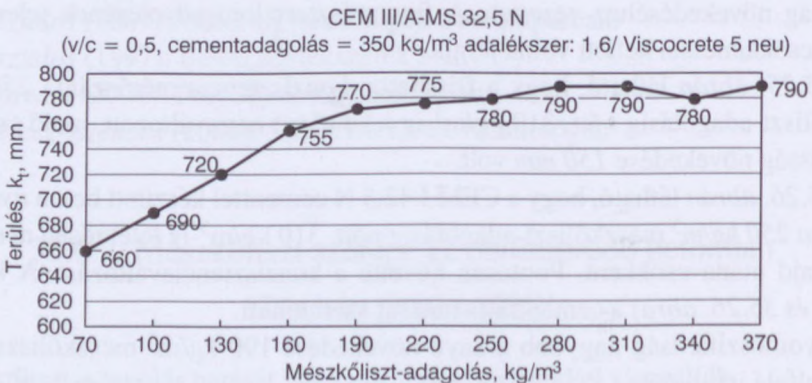
A nyomószilárdság nagyobb arányú növekedése  $190 \text{ kg/m}^3$  mész-köliszt-adagolástól felfelé indul meg.



**35.26. ábra.** Mészköliszt-adagolás hatása a friss beton nyomószilárdságára CEM I 42,5N típusú cement alkalmazásával [Zsigovics (2005)]

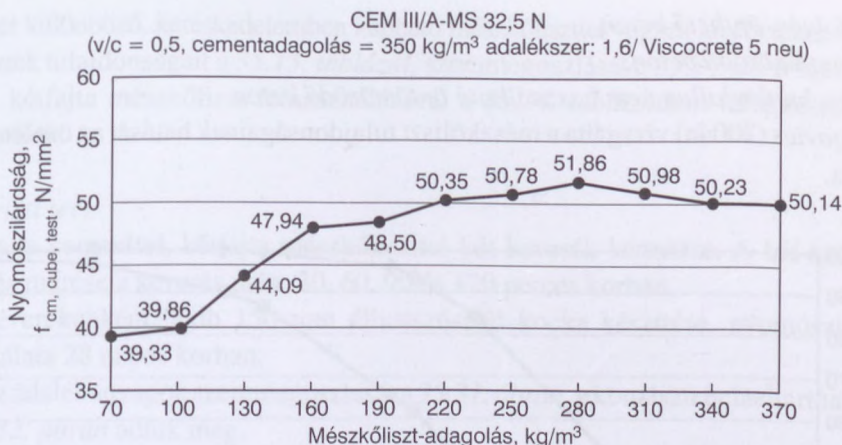
Ha figyelembe vesszük a konzisztencia eltarthatóságát is, akkor a 35.25. ábrán látható módon a mészköliszt-adagolás a folyósságot csak  $250 \text{ kg/m}^3$ -ig növeli hatékonyan. Utána a konzisztenciaeltarthatóság oly mértékben kezd csökkenni, hogy a beton öntömörödő képessége lecsökken. A konzisztencia eltarthatósága  $130 \text{ kg/m}^3$  mészköliszt-adagolás alatt is csökken, de itt a gondot a friss beton gyors légtelenedése okozza, és a területi lepényen a blokkolódási és szétosztályozódási hajlam is látszik. Az optimálisan adagolható mészköliszt-tartalom – az adott vizsgálati feltételek mellett –  $250 \text{ kg/m}^3$ -re adódott, mivel a konzisztenciaeltarthatóság e fölött kezdett jelentősen csökkenni.

A kísérletekből az állapítható meg egyrészt, hogy van technológiailag igazolható felső határ a finomrésztartalomra. Másrészt, a finomrésztartalom növelése (a megadott értékig) segíti az öntömörödő beton technológiáját konzisztencia vonatkozásában, illetve növeli a beton szilárdságát, ami jobb tartósságot eredményezhet.



**35.27. ábra.** A mészköliszt-adagolás hatása az öntömörödő beton konzisztenciájára [Zsigovics (2005)]



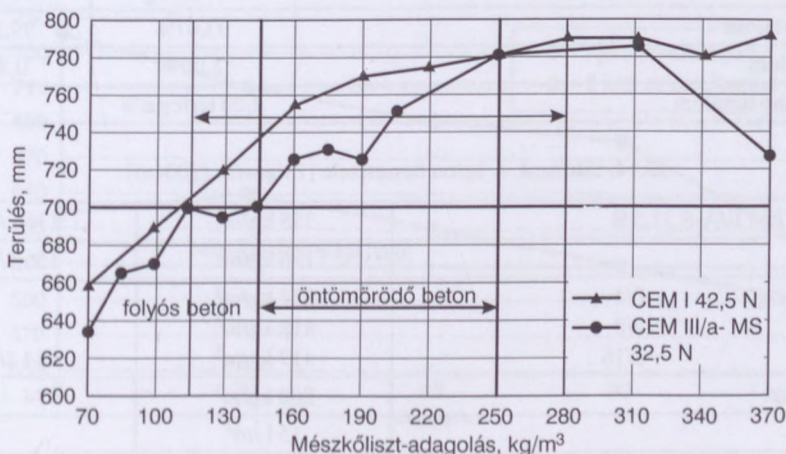


35.28. ábra. A mészkeőliszt-adagolás hatása a beton nyomószilárdságára [Zsigovics (2005)]

A CEM III/A-MS 32,5 N típusú cementtel készített beton esetén (35.27. ábra) a mészkeőliszt-adagolás 280 kg/m<sup>3</sup>-ig javította a *terület*st, a fölött (gyakorlatilag 370 kg/m<sup>3</sup> adagolásig) nem változott. Ehhez a cementhez tartozó optimum 30 kg/m<sup>3</sup>-rel nagyobb mészkeőliszt-adagolásnál van, mint a CEM I 42,5 N jelű cement esetében, ami 250 kg/m<sup>3</sup> volt. A terület növekedése a vizsgált tartományban 130 mm volt.

Mészkeőliszt adagolása a *nyomószilárdságot* 280 kg/m<sup>3</sup>-ig növelte, utána lassan csökkenni kezdett (35.28. ábra). A konzisztencia és nyomószilárdsági maximum azonos mészkeőliszt-adagolásnál következett be.

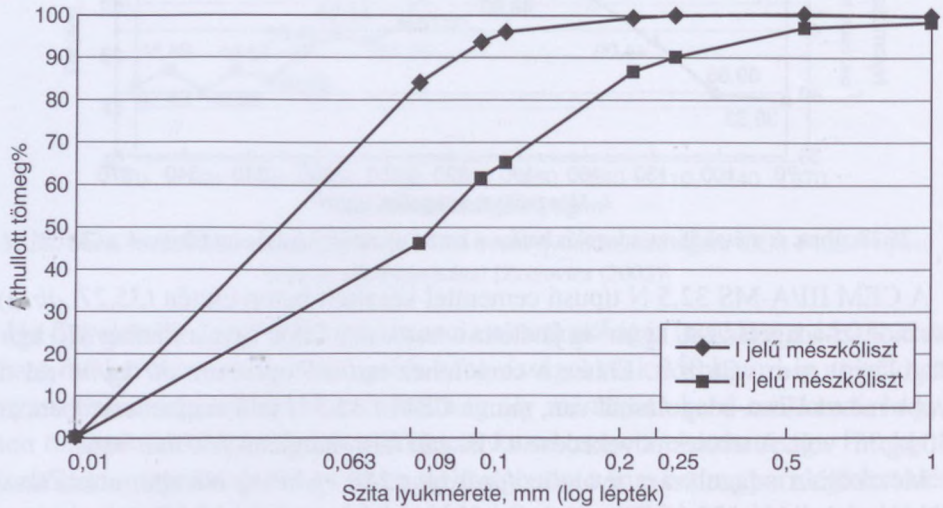
A mészkeőliszt-adagolás 160 kg/m<sup>3</sup>-ig nagyobb nyomószilárdság növekedést, utána 280 kg/m<sup>3</sup>-ig kisebb nyomószilárdság-növekedést okozott. Az eltarthatóságot is figyelembe véve az optimumot 280 kg/m<sup>3</sup> mészkeőliszt-adagolásnál kapta az adott kísérleti feltételek esetén. A mészkeőliszt-adagolás hatása a betonra – a vizsgált tartományon belül – három szakaszra osztható (35.29. ábra).



35.29. ábra. A mészkeőliszt-adagolás hatás hatásának tartományokra osztása [Zsigovics (2005)]

1. folyós, önthető beton,
2. öntömörödő beton,
3. technológiailag nem használható öntömörödő beton.

Zsigovics (2004a) vizsgálta a mészkőliszt tulajdonságainak hatását az öntömörödő betonra.



35.30. ábra. A mészkőlisztek szemmegoszlási görbéi [Zsigovics (2004)]

35.13. táblázat. A mészkőlisztek tulajdonságai [Zsigovics (2004a)]

	I. jelű (sárga színű)	II. jelű (fehér színű)
Sűrűség	2,850 g/ml	2,894 g/ml
Fajlagos felület (PSZH-4 készülék) MSZ 523-2:75 szerint	661 m <sup>2</sup> /kg	186 m <sup>2</sup> /kg
CaCO <sub>3</sub> -tartalom	93,07%	99,12%
SiO <sub>2</sub> -tartalom	2,00%	0,88%
Agyag-iszap tartalom	2,00 térfogat%	–

35.14. táblázat. A beton összetétele [Zsigovics (2004a)]

Cement CEM II/A-S 32,5 R	355 kg/m <sup>3</sup>	116 l/m <sup>3</sup>
Víz	156 kg/m <sup>3</sup>	156 l/m <sup>3</sup>
Adalékanyag	837 kg/m <sup>3</sup>	
0/4	418 kg/m <sup>3</sup>	
4/8	419 kg/m <sup>3</sup>	634 l/m <sup>3</sup>
8/16		
Mészkőliszt	200 kg/m <sup>3</sup>	74
Levegő	15 l/m <sup>3</sup>	
Adalékszer ViscoCrete 5 neu	5,5 kg/m <sup>3</sup>	5 l/m <sup>3</sup>



Két különböző, kereskedelemben kapható mészkőliszttel végzett kísérleteket. A mészkőlisztek tulajdonságait a 35.13. táblázat, szemmegoszlását a 35.30. ábra szemlélteti.

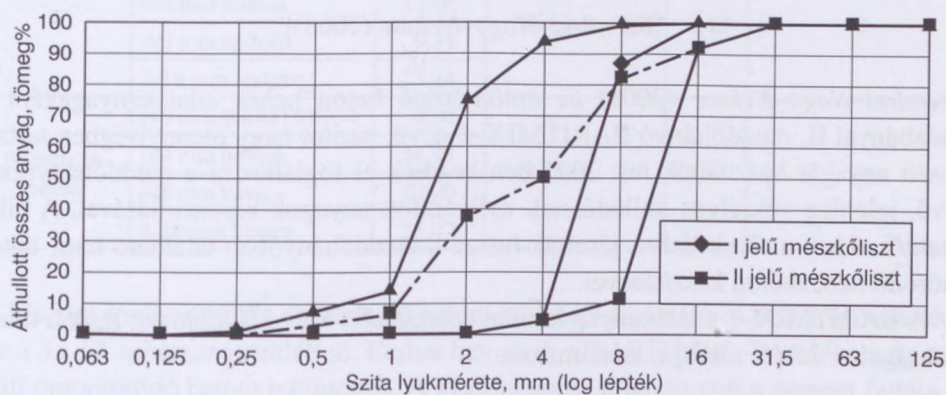
A kétfajta mészkőliszt felhasználásával a 35.14. táblázatban feltüntetett betont vizsgálták.

### Kísérleti terv

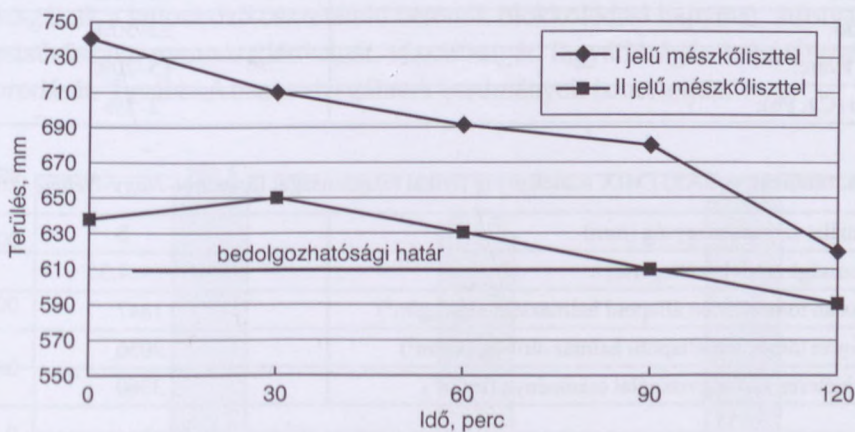
Egyfajta cementtel, kétfajta mészkőliszttel két keverék készítése. A két keveréken terülés mérése a keverés után, 30, 60, 90 és 120 perces korban.

Keverékenként 3 db 150 mm élhosszúságú kocka készítése, nyomószilárdság vizsgálata 28 napos korban.

Az adalékanyagok szemmegoszlását a 35.31. ábrán, a konzisztenciaeltarthatóságot a 35.32. ábrán adtuk meg.



35.31. ábra. Az adalékanyagok szemmegoszlási görbéi [Zsigovics (2004a)]



35.32. ábra. Kétfajta mészkőliszt-adagolás hatása az öntömörödő betonkonzisztencia eltarthatóságára [Zsigovics (2004a)]

A nagyobb fajlagos felületű mészkőliszttel készített öntömörödő betonoknak nagyobb volt a kezdeti területe 100 mm-rel. 120 perc múlva a terület különbsége lecsökkent 30 mm-re.

Nyomószilárdsági eredmények:

	I. jelű minta	II. jelű minta
7 napos	46,62 N/mm <sup>2</sup>	35,23 N/mm <sup>2</sup>
28 napos	54,97 N/mm <sup>2</sup>	43,01 N/mm <sup>2</sup>

A nagyobb fajlagos felületű mészkőliszttel készített öntömörödő betonnak 7 napos korban 32%-kal nagyobb lett a nyomószilárdsága, és 28%-kal 28 napos korban.

### 35.6.3. Öntömörödő nehézbeton

[Szendrei–Nagy–Nehme (2008)]

*Szendrei–Nagy–Nehme (2008)* az öntömörödő beton nehéz adalékanyagaként a rudabányai II. meddőhányó BARITMIX–1 nevű, baritot nagy mennyiségben tartalmazó anyagát használták fel. 2005-ben kezdtek el foglalkozni a meddőhányóban lévő, jelenleg veszélyes hulladéknak nyilvánított anyagok hasznosításával. A cikk szerzői ehhez a törekvéshez járultak hozzá a meddőhányóban található barit öntömörödő nehézbeton készítésével.

A BARITMIX–1 adalékanyag kémiai összetételét a 35.15. táblázat, fizikai tulajdonságait a 35.16. táblázat tartalmazza.

**35.15. táblázat.** A rudabányai vasérces meddő kémiai összetétele [Szendrei–Nagy–Nehme (2008)]

Dolomit:	40–50%
Vasoxid:	23–30%
Barit, kvarc:	15–20%
Egyéb (Cu, Pb):	2–3%

**35.16. táblázat.** A BARITMIX adalékanyag fizikai tulajdonságai [Szendrei–Nagy–Nehme (2008)]

Maximális szemcse nagyság (mm)	8
A finomsági modulus átlagértéke	4,35
Átlagosan tömörítetlen állapotú halmazsűrűség (kg/m <sup>3</sup> )	1847
Átlagosan tömörített állapotú halmazsűrűség (kg/m <sup>3</sup> )	2056
Piknométeres sűrűségvizsgálat eredménye (kg/m <sup>3</sup> )	3360

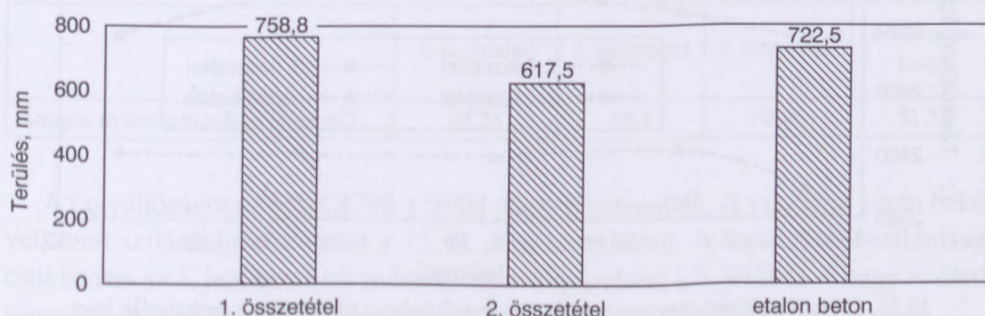


35.17. táblázat. Betonösszetételek (A cement: 420 kg/m<sup>3</sup>) [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]

Összetétel	Adalékanyag	(tömeg%)	Adalékszer	v/c	Kohósalak-tartalom a cementhez képest (tömeg%)
1.	0/6 mm BARITMIX-1	60,32	Glenium C300	0,44	20
	0/4 mm homok	8,82			
	4/8 mm kavics	8,82			
	8/16 mm kavics	22,04			
2.	0/6 mm BARITMIX-1	54,38	Glenium 51	0,43	5
	0/4 mm homok	13,08			
	4/8 mm andezit	9,31			
	8/16 mm andezit	23,24			
3.	0/6 mm BARITMIX-1	54,38	Glenium 51	0,43	0
	0/4 mm homok	13,08			
	4/8 mm andezit	9,31			
	8/16 mm andezit	23,24			
referencia-beton	0/6 mm BARITMIX-1	0,00	Glenium 51	0,43	30
	0/4 mm homok	54,98			
	4/8 mm kavics	20,00			
	8/16 mm kavics	25,02			

A kísérlet során négyféle összetételű betont készítettek. Az egyes betonok összetételét a 35.17. táblázat szemlélteti. Etalon betonnak a BARITMIX-1 adalékanyag nélküli öntömörödő betont tekintették. A kísérlet során állandó volt a cement fajtája és mennyisége, és közel állandó volt a víz-cement tényező. Változó volt az adalékanyag összetétele, az adalékszer fajtája, valamint az őrlött granulált kohósalak mennyisége.

Vizsgálták a különböző összetételű betonok blokkolódási hajlamát, átfolyási idejét, testsűrűségét, nyomószilárdságát, vízzáróságát, fagyállóságát, kopásállóságát és zsugorodását. Továbbiakban a vizsgálatok eredményeit ismertetjük.



35.33. ábra. Blokkológyűrűvel mért terülés [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]

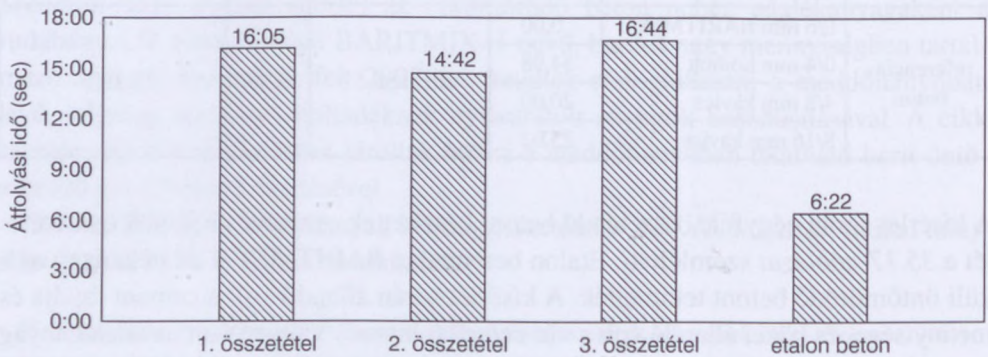
Az öntömörödő beton blokkoló gyűrűvel mért területét a 35.33. ábra szemlélteti. A kísérlet is igazolja, hogy a bedolgozhatóság szempontjából előnyösebb a kavicsbeton a tört andezit tartalmú betonnal.

Az átfolyási időt a víz mennyisége, a víz-cement tényező, a szemcsék alakja, mérete, a beton sűrűsége befolyásolja. Míg az öntömörödő beton esetében 12–15 s az elvárható érték, addig esetünkben – a nagyobb testsűrűségű zúzott adalékanyag esetén – 15–17 s adódott. A próbatesteket vizsgálat előtt vízben tárolták. Az átfolyási időket a 35.34. ábra szemlélteti. Markánsan eltér a kis testsűrűségű etalon beton (35.34. ábra).

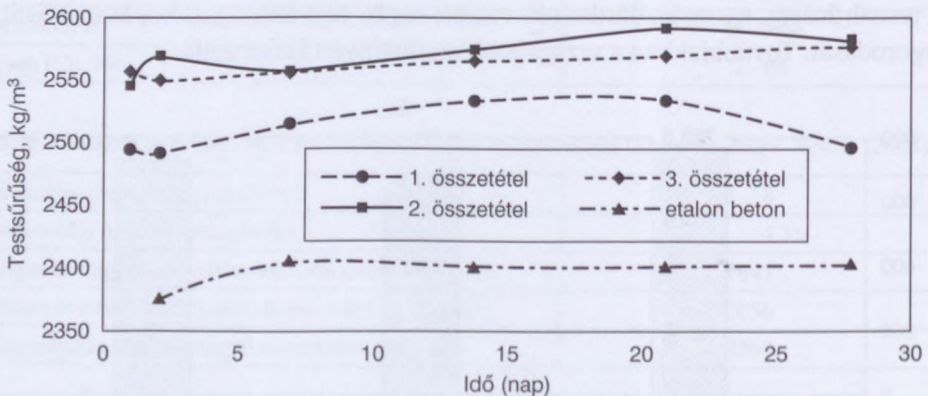
Testsűrűség szempontjából a 2. és a 3. összetételű beton felel meg legjobban a nehézbeton testsűrűségi követelményének. A különböző összetételű betonok testsűrűségét a beton kora függvényében a 35.35. ábra szemlélteti.

A különböző összetételű betonok nyomószilárdságát a 35.36. ábra szemlélteti. Legnagyobb szilárdságú a 2. összetételű beton volt.

Az etalon beton 7 napos szilárdsága volt a legkisebb. Ez azt jelenti, hogy meghosszabbodik a zsaluban tartás ideje.

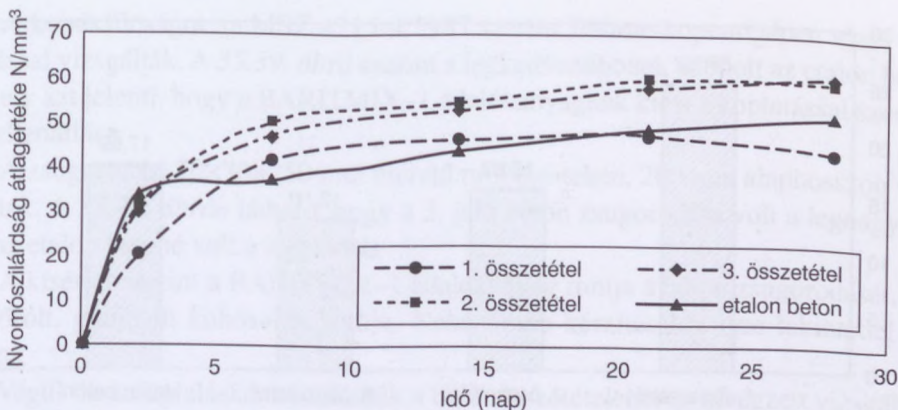


35.34. ábra. Átfolyási idő [Szendrei–Nagy–Nehme (2008)]

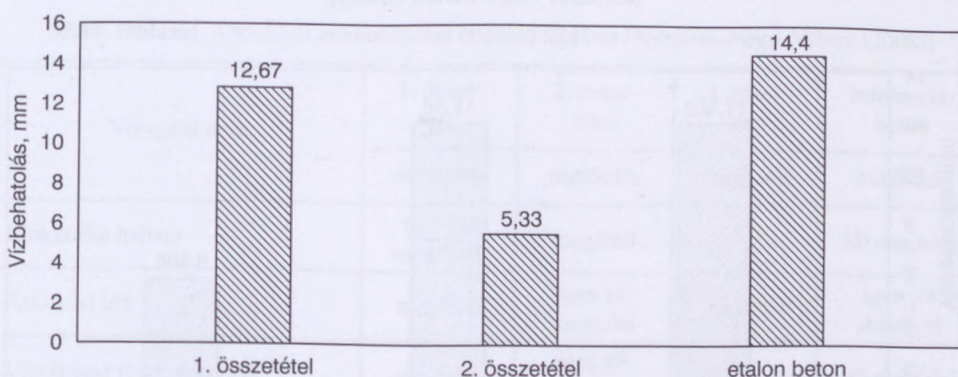


35.35. ábra. A különböző betonösszetételek testsűrűsége a vízben tárolt próbatestek kora függvényében [Szendrei–Nagy–Nehme (2008)]





35.36. ábra. Nyomószilárdság 150×150×150 mm-es kockán mérve [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]



35.37. ábra. A víz behatolása a próbatestekbe a szabványos vízzárósági vizsgálat során [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]

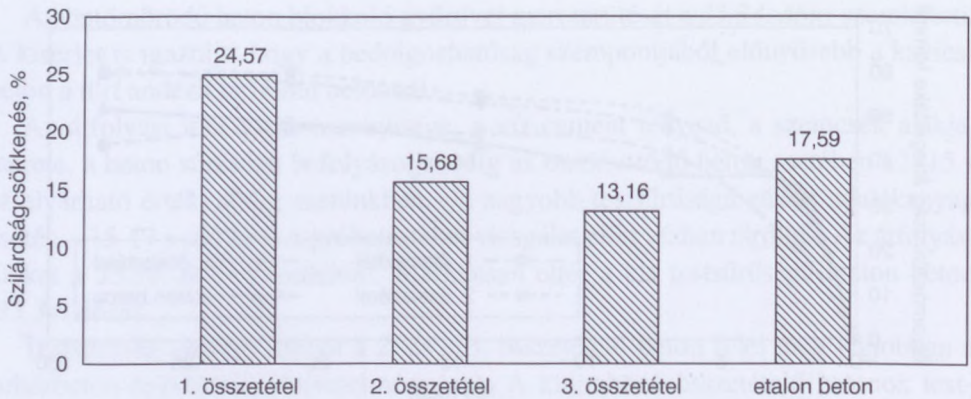
A vízzáróságot az MSZ 4798-1:2004 szabvány szerint vizsgálták. A legkedvezőbb a 2. összetételű beton volt (35.37. ábra).

Nyomószilárdság szempontjából a legjobb a 3. összetételű beton (35.18. táblázat).

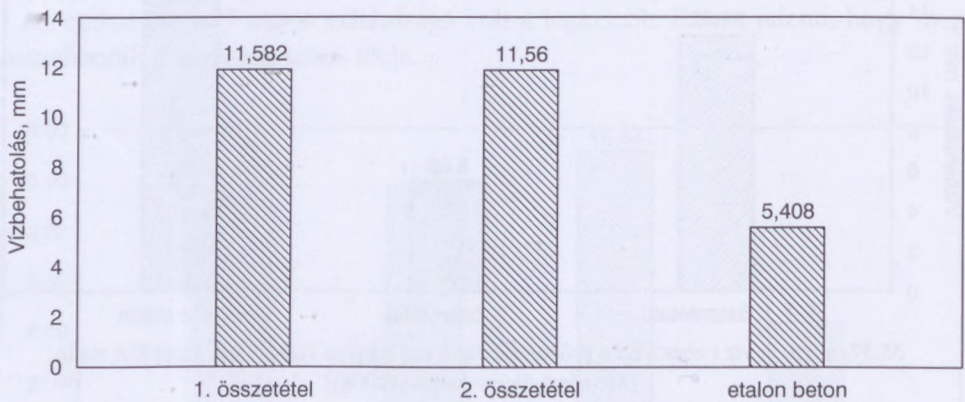
35.18. táblázat. A nyomószilárdság átlagértékei 150 mm méretű kockán mérve [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]

	1. összetétel	2. összetétel	3. összetétel	referencia-beton
Átlagos nyomószilárdság (N/mm <sup>2</sup> )	43,26	59,4	59,96	51,52

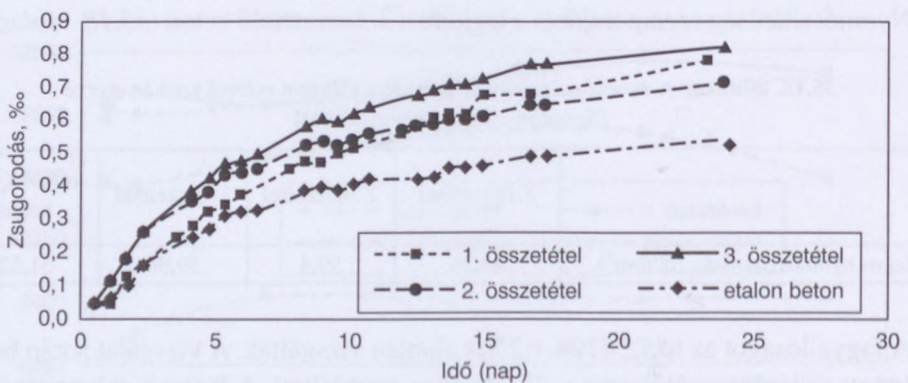
A fagyállóságot az MSZ 4798-1:2004 alapján vizsgálták. A vizsgálat során bekövetkezett szilárdságcsökkenést a 35.38. ábra szemlélteti. A legnagyobb szilárdságcsökkenést az 1. jelű betonnál mérték, míg a legkisebbet a 3. jelűvel. A nagy szilárdságcsökkenés oka valószínűen a legnagyobb víz-cement tényező.



35.38. ábra. A nyomószilárdság csökkenése a fagyállósági vizsgálat során [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]



35.39. ábra. Az egyes betonok térfogatcsökkenése a kopásállósági vizsgálat során [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]



35.40. ábra. A különböző összetételű betonok zsugorodása [Szendrei-Nagy-Nehme (2008)]



A kopásállóságot az MSZ 4715-4:1987 szerint Böhme-koptatógépen vizes kopatással vizsgálták. A 35.39. ábra szerint a legkedvezőbbnek adódott az etalon beton, amely azt jelenti, hogy a BARITMIX–1 adalékanyagának kicsi a koptatással szembeni ellenállása.

A zsugorodást 70×70×250 mm méretű próbatesteken, 200 mm alaphosszon vizsgálták. A 35.40. ábrán látható, hogy a 3. jelű beton zsugorodása volt a legnagyobb, és az etalon betoné volt a legkisebb.

A kísérlet szerint a BARITMIX–1 adalékanyag rontja a beton zsugorodását, míg az őrlött, granulált kohósalak javítja. Nehézbeton készítésekor erre tekintettel kell lenni.

Végül összefoglalásként értékelték a betonösszetételeket az elvégzett vizsgálatok szempontjából (35.19. táblázat).

**35.19. táblázat.** A kísérleti eredményeket értékelő táblázat [Szendrei–Nagy–Nehme (2008)]

Vizsgálat neve	1. össze- tétel	2. össze- tétel	3. össze- tétel	referencia- beton
	minősítés	minősítés	minősítés	minősítés
Blokkolási hajlam	igen jól megfelel	megfelel		jól megfelel
Átfolyási idő	megfelel	igen jól megfelel	megfelel	igen jól megfelel
Vízzáróság (vízbehatalás)	megfelel	igen jól megfelel		jól megfelel
Kopásállóság (térfogatvesztesség)	megfelel	megfelel	jól megfelel	igen jól megfelel
Fagyállóság (nyomószilárdság- vesztesség)	megfelel	jól megfelel	igen jól megfelel	megfelel
Átlagos nyomószilárdság	megfelel	igen jól megfelel	igen jól megfelel	jól megfelel
Zsugorodás	megfelel	megfelel	megfelel	igen jól megfelel
Testsűrűség	megfelel	igen jól megfelel	jól megfelel	nem felel meg
Hajlító-húzó szilárdság	megfelel	jól megfelel		igen jól megfelel

## 35.7. Példák az öntömörödő beton felhasználására

### 35.7.1. Egy csepeli csarnok vasbeton oszlopainak köpenyezése

[Dalmy (2002)]

#### 35.7.1.1. Bevezetés

[Dalmy (2002)]

A Csepel Vas- és Fémművek területén – az 50-es évek első éveiben a Fúrócső üzem részére – csarnokot építettek. A csarnok építéséről adatok és tervek nem maradtak fenn.

A csarnok két nagyobb szerkezeti egységből és összekötő nyaktagból áll. Az É–D-i tájolású üzem D-i végében háromszintes téglaszerkezetű fejpület van. Ettől É-ra van az öthajós, 19 keretállású vasbeton üzemcsarnok, a két épületrészt első-sorban a csarnokhoz tartozó vasbeton szerkezetű nyaktag köti össze. A csarnok változó magasságú, a zsaluzási nyomok alapján monolit vasbeton szerkezetű – kivéve a földempanelokat –, amelyeket előre gyártott vasbetonból készítettek.

Megerősíteni mindenütt a darupályatartó vasbeton konzolokat kellett. A megerősítések még az ötvenes-hatvanas évek fordulóján kezdődtek, a hetvenes évek vége felé és a 1980-as évek elején is folytatódtak. Ezt állapította meg a Pestmegyei Állami Építőipari Vállalat Genorg VGM által készített felújítási és erősítési terv, amelyet 1985-ben készítettek. (Tervező: *Bihari Béla.*)

A terv a konzolok megerősítését acélszerkezetek beépítésével irányozta elő, melyet – bizonyos módosításokkal – megvalósítottak.

A Fúrócső Gyár csarnokát a FERALPI-HUNGÁRIA Kohászati Termékeket Feldolgozó és Értékesítő Kft. vásárolta meg, és benne hegesztett betonacélhálógyártó üzemet létesített. A Társaság a *Pannon Freyssinet Kft.-t bízta meg a csarnok-szerkezet erősítési és felújítási tervének elkészítésével, és annak megvalósításával.*

A tervezéshez rendelkezésükre bocsátották – az INZSELLÉR Innovációs és Műszaki Tanácsadó Bt. által – 2001-ben készített *Tartószerkezet állapot-meghatározó szakvéleményt.* A rendkívül kiterjedt és igen alapos szakvélemény bemutatja a szerkezet károsodásait, azok kiváltó okait. A szakvélemény része egy ellenőrző statikai számítás. *Dalmyék* a szakvéleményt tervezési munkájuk során felhasználták.

A szakvélemény korróziós vizsgálata a karbonátosodás, az acélbetét fedettsége és a kloridszennyeződés vizsgálatára terjedt ki.

A beton anyagát derivatográfiai (termoanalitikai) vizsgálatok alapján elemezték, az acélbetétek korróziós állapotát az acélbetét elektródpotenciáljának mérésével becsülték meg.



### A vizsgálatok eredményei

- A betonfedés általában elégtelen, a karbonátosodás eléri, sőt meghaladja az acélbetétek mélységét.
- A kloridtartalom nem éri el a kritikus értéket.
- A főbb szerkezetek fővasalásain a rozsdásodás megindult, még a szemre jó, nem táskás részeken is.
- Az oszlopokon mechanikai sérülések vannak.

A vizsgálat megállapította, a szerkezeteken mutatkozó repedések kialakulásához hozzájárult, hogy építéskor a nagy átmérőjű betonacélok méretre hajlítását nem tudták megfelelően megoldani, így a keretek sarkainál acélbetét nem volt. Ezáltal a rossz dilatációs megoldások, illetve a működés miatt szerkezetek sarkai nagy darabokban kirepedtek.

A betonok adalékanyagának a szemmegoszlása igen rossz volt, s a betont nem tömörítették megfelelőképpen. A beton szilárdsága azonban általában mégis megfelelő volt.

Az oszlopok egyes elemei alulvasaltnak tekinthetők.

A betonacélok elhelyezésénél sem jártak el a kellő gondossággal (kengyelek hiányoznak, vasalás sem a terv szerinti helyen fekszik, toldások hibásak).

Az ellenőrző statikai számítás a szerkezet minden tartóelemére kiterjedt.

*A számítás eredményeiből csak a lényegesebbeket emeljük ki.*

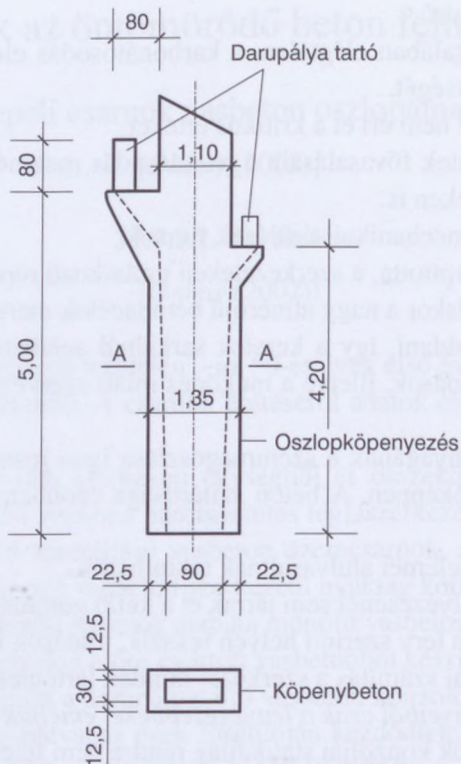
- A darupályatartók konzoljai statikailag rendre nem felelnek meg.
- A darupályatartó szélső nyílásai nem felelnek meg, erősítendő, féktartó nincs.
- A keretszerkezetek a padlószint alatti síktól a rövid konzol felső síkjáig erősítendő.
- Az ellenőrző statikai számításnál alapul vett szilárdsági értékek:  
betonacél határfeszültsége  $180 \text{ N/mm}^2$ ,  
beton határfeszültsége nyomásra  $11,5 \text{ N/mm}^2$  (C16).

### 35.7.1.2. A szerkezeti elemek megerősítési terve

[Dalmy (2002)]

A szerkezetek megerősítésének tervét a *Pannon Freyssinet Kft.* készítette a következő elvi megoldások alapulvételével: a keretoszlopok erősítésére kézenfekvő megoldásnak kínálkozott egy vasbeton köpeny (35.41. ábra) a következők miatt:

- A darupályát tartó konzolok mérete megfelelő méretre volt növelhető, amelyben elhelyezhették a rövid konzolok korszerű módszerrel méretezett acélbetéteit.
- A keretoszlopok teherbírása a szükséges mértékre volt növelhető.



35.41. ábra. Az oszlopok köpenyezésének vázlata [Dalmy (2002)]

- A köpeny megfelelően megválasztott méretével alkalmazkodni lehetett az előző erősítő szerkezetekhez, azok elbontása nélkül. Emiatt a minimális köpenyvastagság 12 cm-nek adódott.
- A köpenyezés megoldotta az oszlop hibás felületének a javítását is.
- A köpeny együttműködését a meglévő szerkezettel a meglévő szerkezetbe elhelyezett tüskék segítik elő. A köpeny teljes felületén hegesztett betonacél hálót helyeztek el.

Fenti eljárásnál külön meg kellett fontolni az alkalmazandó betontechnológiát az alábbi szempontok mérlegelésével:

- Kellő szilárdság (C25) egyidejű gyors szilárdulással.
- A meglévő szerkezethez való csatlakozás miatt a köpeny zsugorodása a köpenyen repedések megjelenéséhez vezethet. Ezt a megfelelően választott betonnal, a beton tömörségével, a bedolgozás módjával lehet kiküszöbölni.
- Az építési időtartam megbízó által igényelt rövidségének betartása.

Fenti követelményeket zsaluzat között készített hagyományos betontechnológiával nem lehet teljesíteni. Az alkalmazandó betontechnológiára két megoldás kínálkozott, nevezetesen:

- lövellt beton és az



– öntömörödő beton.

Utóbbi módszerre főleg külföldi példák álltak rendelkezésre, értékelhető hazai példa még nem. Így tehát a tervezés időszakában mindkét eljárás alkalmazhatóságának feltételeit meghatározták, hogy azok műszaki, pénzügyi, időráfordítási szempontból összehasonlíthatók legyenek.

A darupályatartók szélső nyílásainak erősítésére – a tervben a tartó alsó síkjára ragasztott – szénzálal szalagokat irányoztak elő.

### 35.7.1.3. A beton tervezése

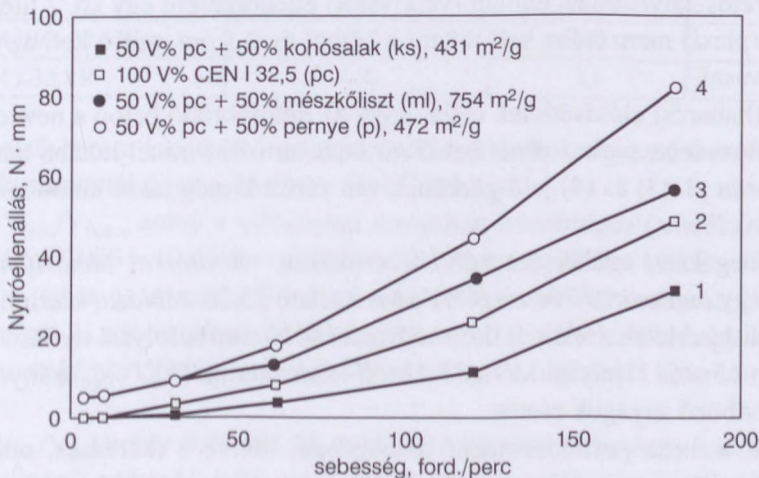
[Erdélyi–Migály–Deményiné Hudák (2003)]

A Pannon Freyssinet Kft. azzal kereste meg Erdélyi Attilát, hogy oszlopköpenyezéshez dolgozzon ki megfelelő C25 jelű (MSZ 4719) betonösszetételt és helyszíni bedolgozási technológiát.

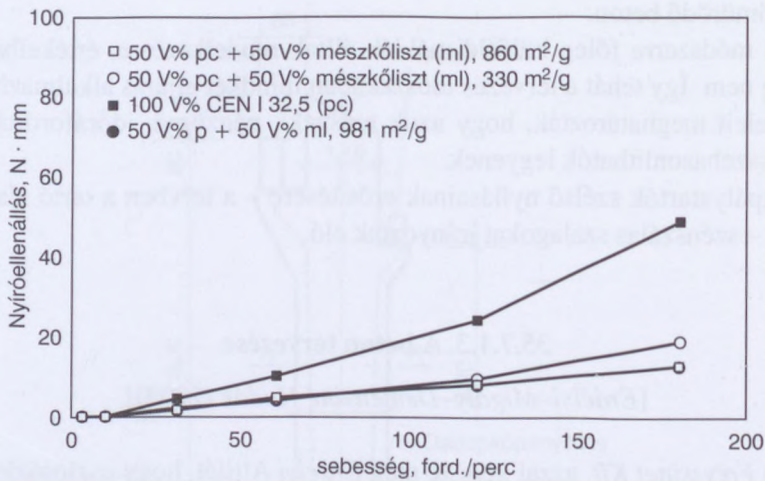
Továbbiakban ezekről a kísérletekről számoltak be. Mivel ennek az új betonnak hazai felhasználása terén csak a kezdeteknél tartottunk, az irodalom alapján először röviden összefoglalták az *alapismereteket*.

Gyakorlati laboratóriumi tapasztalatok alapján  $>550 \text{ kg/m}^3$  lisztfinom ( $d < 0,1 \text{ mm}$ ) szemcse és kb.  $200 \text{ liter/m}^3$  víz (+folyósítószer) alkalmazásával, B16 körüli szemmegoszlással és szétosztályozódást, illetve kiülepedést még éppen nem okozó, a lehető legnagyobb mértékű folyósítószer-adagolással jó öntömörödő beton készíthető [Steigenberger (2002)].

A 0,1 (vagy 0,125) mm-nél kisebb lisztfinom szemcsékből (cementből + kiegészítő anyagból) és vízből álló pép folyékonyságát lényegesen befolyásolja, hogy milyen (és mennyi) *kiegészítő anyagot*, pl. mészkőlisztet vagy (külön őrlött) pernyét,



35.42. ábra. Pépek sebesség-folyás görbéi [Steigenberger (2002)]



35.43. ábra. Különböző öntömörödő pépek sebesség-folyás görbéi [Steigenberger (2002)]

illetve kohósalakot, vagy kovalisztet (szilikaport) vagy traszt adagolunk. Meglepő talán, de tény, hogy a tiszta cementpép folyékonyága rosszabb, mint pl. az 1:1 térfogatarányú cement + kohósalak, illetve cement + mészkőliszt keveréké, míg a pernyének esetleg nincsen ilyen jótékony hatása (35.42. és 35.43. ábra). A cementek egymás közt is nagyon különbözők.

Ha egy recepthez először pépen, majd habarcsban, és végül betonon az előkísérleteket már elvégezték, akkor a *beton folyamatos munkahelyi vizsgálatához elegendő* lehet a területmérő ejtőasztal használata, azaz a *roskadási terület* („slump flow”), de:

- a betont a 30 cm magas, nagyobb térfogatú, egyébként roskadómérő (Abrams) kúpba kell tölteni és
- a vízszintbe állított felületen való szétterülést *ejtegetés nélkül* kell mérni. A szétosztályozódási hajlam (vízkiválás) ellenőrzésére egy kb. 2 literes, átlátszó (plexi) menzúrába kell tölteni a betont és  $\leq 1$  óra múlva kell az ülepedést leolvasni.

A pép (habarcs) előkísérletek célja, hogy az öntömörödő beton a newtoni-folyadékhoz (zérus sebességhez zérus belső súrlódás tartozik) minél inkább hasonlítson. (35.42. ábrán pl. (3) és (4) jelű görbének van zérustól még kissé különböző folyáshatára.)

Egy jellegzetes, adalékszer nélküli, szokásos, *vibrátorral tömörítendő beton* (VTB) és egy *öntömörödő beton* (ÖTB) összetétele 35.20. táblázat szerinti.

Külföldi kísérletek szerint a 0,6 l térfogatú  $\varnothing 10$  mm kifolyási nyílású tölcseren ugyanazon 15 s-os kifolyási idő a 35.21. táblázat szerinti  $V_{\text{víz}}/V_{\text{liszt}}$  arányokhoz tartozott különböző anyagok esetén.

Eszerint a tiszta portlandcement önmagában, illetve a (kérdéses, ottani) trasz mint kiegészítő anyag a túl nagy vízigényük miatt (szilárdság!) kerülendő, és in-



**35.20. táblázat.** Jellegetes összetételek (hagyományos és öntömörödő)  
[Erdélyi–Migály–Deményiné Hudák (2003)]

Alkotók, arányok	VTB		ÖTB	
	kg/m <sup>3</sup>	l/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	l/m <sup>3</sup>
víz	182	182,0	175	175,0
levegő	–	24,0	–	31,5
folyósítószer	–	–	8,5	8,0
cement ( $\sigma=3,1$ kg/l)	330	106,5	330	106,5
$v/c=0,55$				
adalék 8/16 mm	545 (30%)	206,5	(20%) 376	142,5
( $\sigma_a=2,64$ ) 2/8 mm	725 (40%)	274,5	(21%) 376	142,5
0/2 mm	545 (30%)	206,5	(42%) 749	284,0
(mészkeő) liszt $\sigma=2,7$ kg/l	–	–	(16%) 297	110,0
Testsűrűség, ill. $V_b$	2327	1000	2312	1000
$V_{v\acute{e}z}/V_{p\acute{e}p}$	–	0,63	–	0,44
$V_{p\acute{e}p}/V_{habarcs}$ ( $d\leq 2$ mm)	–	0,58	–	0,58
$V_{v\acute{e}z}/V_{liszt}$	–	1,70	–	0,80
$V_{habarcs}/V_{beton}$	–	0,52	–	0,68

**35.21. táblázat.** Kiegészítők hatása a  $V_{v\acute{e}z}/V_{liszt}$  arányra azonos konzisztenciához  
[Erdélyi–Migály–Deményiné Hudák (2003)]

	Anyagfajta	Blaine-felület, m <sup>2</sup> /kg	$\rho$ , kg/l	$V_{v\acute{e}z}/V_{liszt}$
1	őrölt kvarcliszt	160	2,6	0,85
2	pernye	580	2,4	0,95
3	mészkeőliszt	620	2,7	1,06
4	trasz	480	2,5	1,34
5	CEM III/A 32,5 kspc	350	3,0	1,36
6	CEM I-32,5 R	410	3,1	1,43

kább az első három kiegészítő anyagot kell kombinálni adott esetben CEM III/A kohósalak cementtel (lásd a 35.42. és 35.43. ábrát is).

A  $35 V_{liszt}/V_{beton}$  arány a vibrátorral tömörített közönséges (adalékszer nélküli) betonra  $106,5/1000 = 10,65\%$ , – az öntömörödő betonra pedig  $(106,5 + 110)/1000 = 21,6\%$  – tehát az összes szilárd szemcsét tartalmazó szemmegoszlási diagram 0,125 mm-nél 21,6%-os áthullott ordinátáról indul. (Feltételezték, hogy a 0/2, vagy 0/4 mm homokfrakcióban – amely általában mosott – nincsen 0,125 mm-nél kisebb szemcse).

Ha a  $V_{v\acute{e}z}/V_{p\acute{e}p}$  arány 0,45 (35.21. táblázat öntömörödő betonra 0,44, tehát gyakorlatilag ennyi), akkor  $V_{cem}/V_{kieg} = 1,0$  (1:1 térfogatarány) esetén folyósítószer és

**35.22. táblázat.** A csepei öntömörödő beton összetételei [Erdélyi–Migály–Deményiné Hudák (2003)]

Anyagfajta	$\rho$ kg/l	(1)		(2)	
		kg/m <sup>3</sup>	l/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	l/m <sup>3</sup>
CEM II/A-P 42,5	3,05	340	111,5	340	111,5
mészkeőliszt	2,7	300	111,1	250	92,5
víz (v/c = 0,55)	1,0	187	187,1	187	187,0
0/4 mm homok	2,64	760 (49%)	287,9	870 (55%)	329,5
4/8 mm kavics	2,64	260 (17%)	97,0	237 (30%)	89,8
8/16 mm kavics	2,64	520 (34%)	197,0	474 (30%)	179,5
folyósítószer 1–2%	~1,0	7	7,0	7	7,0
levegő	–	–	8,5	–	3,1
S		2374	1000	2365	1000
$V_{\text{víz}}/V_{\text{pép}}$		–	0,45	–	0,47
$V_{\text{víz}}/V_{\text{habarcs}}$		–	0,16	–	0,15
$V_{\text{pép}}/V_{\text{habarcs}}$		–	0,59	–	0,55
$V_{\text{habarcs}}/V_{\text{beton}}$		–	0,70	–	0,73

kvarcliszttel használva 15 s, de pernyével 26 s és végül mészkőliszttel 38 s kifolyási időt kaptak az idézett kísérletekben. A részletes betonkísérletekhez ezért a kvarcliszttel, illetve a pernyét választották ki (35.22. táblázat) kiegészítő anyagként, mint „igazán jókat” ( $V_{\text{víz}}/V_{\text{liszt}} < 1,0$ ).

### A csepei öntömörödő beton

Hazai keverőtelepeink, illetve elemgyáraink silóban legjobb esetben mészkőlisztet tárolnak készletben, külön őrlött pernyét és kvarcliszttel – sajnos – nem, ezért a kérdéses pillérköpenyezési munkához (Pannon Freyssinet Hungária Kft. munkája a csepei Feralpi-Hungária csarnokban) kénytelenek voltak a legjobb harmadikként (35.21. táblázat) a mészkőlisztet, mint kiegészítőt választani. Receptjük a  $340 \text{ kg/m}^3 = 111,5 \text{ liter/m}^3$  CEM II/A-P 42,5 jelű cement és a  $300 \text{ kg/m}^3 = 111,1 \text{ liter/m}^3$  mészkőliszt pontosan követi a  $V_{\text{cem}}/V_{\text{liszt}} \approx 1,0$  szabványt.

Betonszállítóként a beton-előkísérletekhez igen jó laboratóriumi előfeltételeket nyújtó HOLCIM beton Rt.-re (Bp. IV. Cserhalom u. 6., laborvezető: Migály Béla, kísérletvezető: Deményiné Hudák Gizella szakértő) esett a választás, noha jobban szerettek volna (az eddigiek alapján) nem traszt, hanem kohósalakot tartalmazó cementtel dolgozni (pl. CEM II/A-S 42,5). Ilyet azonban a HOLCIM-Beton nem használt és silóban sem tárolt.

A külföldi kísérletekben  $V_{\text{hab}}/V_{\text{beton}} = 0,6-0,65-0,70$  a szokásos tartomány, továbbá  $V_{\text{pép}}/V_{\text{habarcs}} \sim 0,65$ , illetve  $V_{\text{víz}}/V_{\text{pép}} \approx 0,45$  – e számokat többé-kevésbé követte a 35.20. táblázatbeli külföldi kísérleti adatsor.



A csepeli csarnok pillérköpenyezéseihez az a Cserhalom utcai laborkísérleti öntömörödő beton túlnyomórészt a 35.22. táblázat szerinti összetételű volt (1), az üzemi próbakeverési kísérlet betonja (2), valamivel több homokot és kevesebb mészkőlisztet tartalmazott.

Az üzemi próbakeverés és próbabetonozás után a (2) jelű keveréket a mészkőliszt adagjának növelésével (de az adalékanyag 55% 0,4, – 15% 4/8 – 30% 8/16 mm összetételi arányának meghagyásával) módosították, és így a  $V_{\text{liszt}}$  megnőtt, s az arányszámok kissé megváltoztak (2)-hoz képest, a kedvezőbb irányba.

A 42,5 szilárdsági jelű cement használatát (32,5 helyett) a közelgő téli időszak és a gyors zsaluforduló indokolta. Fagyos időben a betont forró vízzel és egy szilárdulásgyorsító-fagyásgátlóval készített, de a tiszta CEM I 42,5 portlandcement a 2001 évi korai hideg novemberben és decemberben sokkal kedvezőbb lett volna, mint a traszos CEM II/A-P 42,5 jelű.

Az ábécérendben felsorolt alábbi adalékszergyártók (forgalmazók) termékeit használták a kísérletekhez:

Avenarius/Avers: Ravenit FM 100

MAPEI: Mapefluid 524

SIKA: ViscoCrete Neu 5

SKW-MBT: Glenium „51”

Stabiment: 207 SCC

Mindegyik öntömörödő beton folyósítóval el lehetett érni a kívánt célt és nem volt célja a laborkísérleteknek, hogy konzisztenciaállandóság, ár, szilárdság, ülepedésmentesség szempontjából változó adagolással optimumot keressenek, – erre akkor idő sem volt.

Tapasztalataik szerint nem érdemes  $300 \text{ kg/m}^3$ -nél kisebb mészkőliszt-tartalommal próbálkozni.

A beton eltarthatósága (a folyási képesség megőrzése) nemcsak az adalékszer fajtájától, hanem elsősorban az adalékszer adagjától függ.

A 12–15 cm széles rés betonozásához az általuk javasolt és a HOLCIM-Beton által elkészített, a szivattyúcső végére csatolható legyező alakú behordó lemez igen jól bevált.

#### 35.7.1.4. Kivitelezés

[Dalmy (2002)]

Az építési program meghatározó része volt az oszlopok megerősítése. 71 db keretoszlopot kellett megerősíteni – az elrendezésmi különbségek miatt – négyféle megoldással. A betontechnológiák feltételeinek összevetésével az öntömörödő beton-



technológiára esett a választás, azzal a kiegészítéssel, hogy az erősítés kisebb és körülményesen zsaluzható részein a lövellt betontechnológiát is alkalmazzák.

Az öntömörödő beton összetételének megállapítására laboratóriumi vizsgálatokat Erdélyi Attila végzett. Az öntömörödő betontechnológiára részletes utasítást, és minőségbiztosítási tervet is készített. Az öntömörödő beton különleges tulajdonságait MAPEI gyártmányú folyósító szerrel és recept szerinti adalékanyagok felhasználásával lehetett elérni. Az eljárás alkalmazását a HOLCIM-Beton Rt. nagyban elősegítette a különleges összetételű beton előállításával és szállításával. Az oszlopok zsaluzata HÜNNEBECK rendszerű táblás zsaluzat volt, amelyet természetesen méretezni kellett a hígfolyós beton terhére.

A zsaluzórendszer kiválasztásakor a betonozási magasságok fontos szerepet játszottak az alábbiak szerint:

- a kis viszkozitású beton okozta oldalnyomás felvétele,
- a könnyű mozgatás és szerelhetőség,
- a köpenyezendő oszlopok alakja: alul azonos méretű négyszög keresztmetszet, felül a változó méretű rövid konzolok.

Fentiek miatt az oszlopokat két ütemben készítették: 2,70 m-ig azonos négyszög keresztmetszetű köpennyel, felül a rövid konzoloknál egyedi acélzsaluzattal.

Azoknál az oszlopoknál, ahol az oszlopok körbezsaluzása nem volt megoldható, ott lövellt betonköpenyt készítettek. A két technológiát így könnyen összehasonlíthatták.

Az eljárás – a kezdeti néhány napos lassú *bejáratás* időszaka után – ütemes folyamattá vált. Egyszerre 6 oszlopon folyt munka, különböző munkafázisokkal.

Az oszloperősítések *árnyékában* építették be a féktartókat, megerősítették a darupályatartókat és készítettek kisebb szerkezeti átalakításokat.

A HOLCIM betonkeverő telepén megkevert betont mixerkocsi szállította a beépítés helyére, ahol a betont szivattyúval szállították a bedolgozás helyére. A betont felülről öntötték a könnyű elemekből összeállított Hünnebeck-zsaluzatba.

Az oszlop köpenyezését két részletben készítették:

- az alsó részt az állandó keresztmetszetű oszlop feléig;
- a felsőt egyedi zsaluzással az oszlop és rövid konzol alakjához igazítva.

A betonozást két részletben, a könnyen mozgatható, de kis teherbírású zsaluzat miatt választották. A viszonylag kis zsalumagasság (2,7 m) miatt a felülről öntött betonozás is megengedhető volt.

A beton konzisztenciáját területsvizsgálattal ellenőrizték. A terület 60–70 cm volt.

A beton képlékenységet a helyszínen állították be további folyósító adalékszerrel. A választott betonkeverék 0–5 °C léghőmérséklet ellenére gyorsan szilárdult: a zsaluzat 1 nap múlva bontható volt. A kockák töréseredményei rendkívül kedvezőek voltak.



A 15 cm élhosszú kockán meghatározott átlagszilárdságok (N/mm<sup>2</sup>):

1 napos	13
7 napos	31
28 napos	42

A 71 db oszlop köpenyezéséhez 180 m<sup>3</sup> betont dolgoztak be, egyszerre 6–8 alsó oszloprészt és ugyanennyi felső oszloprészt bebetonoztak. A zsaluzatforgás kétnapos volt. A 28 napos próbakockák törési eredményei alapján

$$R_m = 42,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_k = 35 \text{ N/mm}^2$$

szilárdsági értékeket kaptak a teljes betontömegre vonatkozóan.

### **A csepei alkalmazás összefoglalása**

A *Pannon Freyssinet Kft.* ipari csarnok felújításakor a csarnok vasbeton oszlopainak köpenyezésére öntömörödő betont használt, melynek a szokásos betonozási, vagy lövelltbeton-technológiával szemben a következő előnyeit tapasztalták:

- a bedolgozás vibrálás nélkül rendkívül gyors, veszteségmentes;
- igen jó a beton képlékenysége, a beton a sűrű vasalású teret jól tölti ki;
- szép látható felületet eredményez;
- rövid a kiviteli idő;
- gyors a szilárdulás, gyors a zsaluzatforgás is;
- szétosztályozódásmentesség.

Az eljárás hátrányai:

- mixerkocsis betonszállítás és betonszivattyú szükséges;
- igen nagy követelményeket kielégítő hézagmentes zsaluzat;
- a folyós beton bejuttatásához megfelelő zsaluzási megoldások szükségesek.

A megszilárdult beton szilárdsági jellemzői rendkívül jók, a zsugorodásra és kúszásra vonatkozó tartós vizsgálatok eredményei is kedvezőek.

## **35.7.2. Öntömörödő feszített beton iszaprohasztó tartály**

[Fordítás, korrektúra: *Pethő* (2007)]

### **1. Az építmény**

A München északi részén található *Großlappeni Szennyvíztisztító Telep* új iszaprohasztó tartályainak megépítésére konzorcium jött létre a *Wayss & Freytag Ingenieurbau AG* és a *Bauer Spezialtiefbau* társaságok részvételével. A megbízás tárgya négy, egyenként 14 500 m<sup>3</sup> térfogatú új rohasztótartály, valamint a kapcsolódó, kész állapotában szinte teljesen a föld alatti üzemi épület kivitelezése.

A négy iszaprohasztó tartály átmérője egyenként 32 m, teljes magassága egyenként 45 m, amelyből kész állapotban 31,50 m lesz a föld felett.

A tölcésrék dőlésszöge 45°, az egyenlítő fölötti falaké 70°. A tartályok összes zsaluzandó felülete 50 000 m<sup>2</sup>.

## 2. Miért választották

Az épületelemek bonyolult geometriája, valamint a nagy mennyiségű acélbetét miatt a szerkezeti elemeket csak öntömörödő betonból lehetett célirányosan megépíteni.

A feszített betonból készített rothasztótartályok vasalása rendkívül nagy, 350 kg/m<sup>3</sup>, sőt helyenként 500 kg/m<sup>3</sup>. A vasalás bonyolult eloszlása és sűrűsége miatt a tölcésrékhez öntömörödő beton vált szükségessé.

A betonnal szemben támasztott szilárdsági és tartóssági követelményeket a 35.23. táblázat szemlélteti.

**35.23. táblázat.** Az öntömörödő beton tartóssági követelményei [Pethő (2007)]

Szilárdsági osztály	C35/45
Környezeti osztály	XC4, XA2
Bedolgozási hőmérséklet (°C)	15±2
Vízbehatolási mélység (mm)	<30
Rugalmassági modulus (N/mm <sup>2</sup> )	≥33300
Betonhőmérséklet a kötés tartama alatt (°C)	<50

## 3. Független labor által kikísérletezett öntömörödő beton

Először egy külső betonlaborot bíztak meg az öntömörödő beton összetételének kifejlesztésével. A beton összetételét a 35.23. és 35.24. táblázat szemlélteti.

**35.24. táblázat.** A külső betonlabor által kifejlesztett öntömörödő beton összetétele [Pethő (2007)]

Cement CEM II/A-LL 42,5	(kg/m <sup>3</sup> )	300
Kőszénpernye	(kg/m <sup>3</sup> )	240
Víz	(kg/m <sup>3</sup> )	183
Víz-cement tényező		0,54
Adalékanyag	homok 0/4 mm, 45 m% (kg/m <sup>3</sup> )	727
	kavics 8/16 mm, 55 m% (kg/m <sup>3</sup> )	888
Folyósítószer, PCE (m%)		1,7–1,9

Az első próbabetonozások során a recept nem bizonyult elég stabilnak a szétosztályozódással szemben, és önterületi tulajdonságai is kívánnivalót hagytak maguk után. Az alkalmazott PCE bázisú folyósítószer nagyon erős kötéskésleltető mellékhatású, még 30 fokos betonhőmérséklet esetén is 8 órával eltolta a beton kötését. A fenti vizsgálati eredmények ellenére a külső betonlabor által kifejlesztett receptet végül mégis használták.



#### 4. Megsérült zsaluzat

Az öntömörödő beton bedolgozásának első szakaszában komolyabb problémák nem voltak. A második ütemben viszont – amelynek során 830 m<sup>3</sup> beton bedolgozására került sor – károk keletkeztek. Emiatt új összetételeket dolgoztak ki.

#### 5. Új összetétel

A fentebb vázolt károsodás nyomán a *Wayss & Freytag Ingenieurbau AG* központi laboratóriumát bízták meg egy új öntömörödő beton recept kifejlesztésével.

A vizsgálatok során a keverék konzisztenciája, szétosztályozódással szembeni ellenállóképessége és stabilitása mellett kiemelt figyelmet fordítottak a várható frissbeton-hőmérsékletek és a kötési folyamat összefüggéseire, hogy a friss beton a lehető legkisebb mértékben fejtsen ki nyomást a zsaluzatra.

#### Előzetes vizsgálatok

A szemnagyság, a cement és a pernye legjobb kombinációjának meghatározására, valamint a beton vízigényének csökkentésére az *Okamura és a Puntke* féle eljárásokat alkalmazták. Ezenfelül *Fuller és Thompson* módszerével meghatározták az opti-

35.25. táblázat. A beton összetétele ( $d_{\max} = 16$  mm) [Pethő (2007)]

Cement CEM III/A-LL 42,5	(kg/m <sup>3</sup> )	320
Kőszénpernye	(kg/m <sup>3</sup> )	246
Effektív víztartalom	(kg/m <sup>3</sup> )	174
Víz-cement tényező		0,48
Adalékanyag	homok 0/4 mm, 50,6 m%	(kg/m <sup>3</sup> ) 809
	kavics 4/8 mm, 8,9 m%	(kg/m <sup>3</sup> ) 142
	kavics 8/16 mm, 40,5 m%	(kg/m <sup>3</sup> ) 648
Adalékszerek		
Folyósítószer, MC: Muraplast FK 63.30W (m%)		1,2
Stabilizátor, MC: Centrament Stabi 510		0,3

35.26. táblázat. A két labor által kifejlesztett beton tulajdonságainak összehasonlítása [Pethő (2007)]

Tulajdonságok		Külső laboratórium	WCF építőanyag-technológia
Bedolgozhatósági idő	(h)	1	1,5–2
Területi mérték	(mm <sup>2</sup> )	730±50	800±50
Kifolyási idő gyűrűvel	(s)	M 4,9	M 2,5
Tölcsérkifolyási idő	(s)	15±5	15±2
Kötési tulajdonság, mennyi időbe telik, amíg a hidratációhő +2°C-kal növeli a hőmérsékletet	(h)	12	6



mális szemmegoszlási görbét. számos egyéb vizsgálatot is elvégeztek a betonadalékszerek hatékonyságának megállapítására. Az előzetes kísérletek során egy cementfajtát, hat pernyefajtát, 10 betonadalékszert (három különböző beszállítótól), továbbá három adalékanyag-nyerő helyet vizsgáltak alkalmasságuk és lehetséges kombinációik szempontjából.

A kísérleteket cementpépekkel, illetve habarcs- és betonkeverékekkel végezték. Különösen fontos szempont volt, hogyan befolyásolják a különböző adalékszerek és pernyék, továbbá a friss beton és a környezet hőmérséklete a kötés folyamatát és a hidratációhő képződését.

A kidolgozott betonösszetételt a 35.25. táblázat szemlélteti. A kétféle betonösszetétellel a 35.26. táblázatban feltüntetett betontulajdonságokat kapták.

#### *Az újgenerációs betonadalékszerekkel kapcsolatos tapasztalatok*

Az öntömörödő betonok előállítására csak az újgenerációs, nagy teljesítményű folyósítószer kifejlesztése óta van lehetőség. Ezek fő hatóanyagai a polikarboxilát-éterek (PCE). Az újgenerációs folyósítószerekkel kis víz-cement tényezővel is folyós konzisztencia érhető el. A folyósítószert (PCE) csak a keverőben célszerű és javasolt a keverékhez adagolni. Az építkezéseken szerzett tapasztalatok alapján a folyósítószer kis mennyiségben (2 liter/7,5 m<sup>3</sup>) 5–7 cm konzisztencia-javulást eredményező utánadagolása a betonszállító mixerkocsiba, 1 min/m<sup>3</sup> keverési idő betartása esetén gond nélkül megoldható.

Annak érdekében, hogy növeljék a beton ellenálló képességét az adalékanyag nedvességtartalom-változásával szemben, stabilizálószer alkalmazására is sor került.

A vizsgált szerves stabilizátorok egyértelműen fokozták a beton ragadosságát, ezért nem kerülhetett sor az alkalmazásukra. A kiválasztott szervesetlen stabilizátortípussal viszont gond nélkül sikerült nagy folyósság mellett biztosítani a keverék nagyfokú stabilitását.

## **6. Utókezelés**

Az épületelemmel szemben támasztott nagy minőségi követelmények teljesítése különleges utókezelési koncepciót igényelt. Ez minden olyan intézkedésre kiterjedt, amely védi a betont, amíg az el nem éri a megkívánt ellenálló képességet a káros behatásokkal, pl. a friss betonnak a vízszintes munkahézagok felületének korai kiszáradásával szemben. E célból közvetlenül a beton bedolgozása után, egyszerre négy különböző helyen tömlőn keresztül, alacsony nyomáson (1 bar) vízzel árasztották el a szerkezetet. A betöltőhelyek környékén a friss betont 0,5 m<sup>2</sup> felületű fóliadarabokkal védték, nehogy a tömlő végéből kiömlő víz kimossa a felületét.

A vízréteget ezután nyomásmentesen, a betonkimosás veszélye nélkül tölthették fel tovább a zsaluzatban, 5 cm-es felduzzasztási magassággal.

A 32 N/mm<sup>2</sup> jellemző szilárdság 70%-os szintjének eléréséig a betont a zsaluzatban hagyták. Azt követően kiegészítő betontechnológiai lépésként folyékony



utókezelőszert (viaszemulzió) fújtak a kiszaluzott felületekre, hogy megfékezzék a zsugorodást.

## 7. A beruházás tapasztalatai

Az építkezés helyszíne és a technológiai részleg közötti intenzív egyeztetésnek és a minőségbiztosítási terv következetes megvalósításának köszönhetően még a legnagyobb betonozási fázisnál (830 m<sup>3</sup> bedolgozása három napon át) sem veszett kárba egyetlen köbméternyi öntömörödő beton sem.

A szokatlan geometriai formák, a rendkívül sűrű vasalás és az engedélyezett minimális zsalunyomás miatt olyan öntömörödő betont kellett kifejleszteni, amelyet kitűnő folyósság, 2 órás bedolgozhatósági idő, majd azt követően gyors szilárdulás jellemezett.

Az irányadó környezeti osztályok, továbbá az elérni kívánt frissbeton-tulajdonságokhoz megkövetelt nagy pernyetartalom végül C50/60 értéknek megfelelő nyomószilárdság kialakulásához vezetett, ami bőven fölötte van a megkövetelt C35/45 értéknek. Az ebből eredő feszültségi állapotokat (korlátozott alakváltozás, zsugorodás, húzó feszültségek, repedések kialakulása stb.) figyelembe kellett venni a statikai számításokban.

Az öntömörödő beton a kiindulási anyagok sokkal intenzívebb összekeverését igényli, mint a szokásos betonok. Ez lényegesen hosszabb keverési idővel jár, aminek következtében a gyártóüzem óráteljesítménye a szokásos kapacitás akár 25%-ára csökkenhet. Öntömörödő beton alkalmazása esetén ezt a körülményt előre be kell tervezni, és ehhez kell igazítani a betonozás sebességét.

A beton problémamentes előállításának és bedolgozásának biztosítása érdekében alapszabályként bedolgozási kísérlet végzendő az építkezés helyszínén. Az öntömörödő beton célirányos alkalmazása szempontjából a következő tényezők a mérveadók:

- A kívánt betontulajdonságok meghatározása az alábbiak függvényében:
  - az épületelem geometriája,
  - vasalási sűrűség,
  - potenciális bedolgozási eljárások,
  - a zsaluzatra kifejtett nyomás,
  - környezeti osztályok és a statikailag megkövetelt szilárdsági osztály.
- Megfelelő betonrecept kifejlesztése:
  - a rendelkezésre álló kiindulási anyagok kiválasztása és optimalizálása,
  - kölcsönhatás a cement – adalékszer – adalékanyag között,
  - a friss beton és a környezet hőmérsékletének hatása.
- Helyszíni megvalósítás:
  - bedolgozási kísérlet valóság-hű modellen,
  - képzés az építkezésen részt vevők részére,
  - az épületelemre szabott minőségbiztosítási terv elkészítése,



- intenzív betonellenőrzés az előállítás során és a helyszíni átvételnél,
- a tapasztalatok kiértékelése és hasznosítása a későbbi betonozási fázisokban.

### 35.7.3. Játszóterei mászófal öntömörödő betonból

[Szauner–Óvári (2009)]

A gyermek-játszótereket építtető világhírű svéd *HAGS* vállalat legújabb fejlesztése a játszóterén felállított mászófal. A többi ügyességfejlesztő játszóterei elemekkel összehangolva (kötélhágcsók, létrák, oszlopok) egy koncepcióban építik meg.

Megrendelő a beton mászófal sorozatgyártását a *KŐBÁN-SOP* soproni vállalkozástól rendelte meg, és onnan szállították. A mászófal sikeressége szempontjából a kivitelezőnek sok új betontechnológiai megoldást kellett alkalmaznia, ezért segítségért a *MAPEI Kft.* szakembereihez fordult.

Az előzetes egyeztetések során a kivitelező számára kiderült, hogy teljesen más betontechnológiára van szüksége, mint azt korábban feltételezte.

A C30/37 szilárdsági osztályt a kültéri betonokra vonatkozó környezeti osztály határozta meg. Továbbá az elem karcsú geometriai méretei, vasalása, a betonnak a szerkezetbe való juttatása, a látszó betonfelület esztétikus megjelenése miatt öntömörödő beton vált szükségessé.

Egy elem betonigénye alig több mint  $1 \text{ m}^3$ . A kezdetben tervezett kis darabszám miatt a kivitelező – a gazdaságosságot is figyelembe vevő optimális gépesítéshez – 120 literes kényszerkeverőt használt.

Folyósításhoz Dynamon SR3-at, a felületi megjelenéshez a Mapeplast FV-t, a stabilizáláshoz és a keverék mozgásképeségének szabályozásához Viscofluid SCC/10 adalékszereket használtak. Az elemgyártásban részt vevő embereket a prototípus gyártása közben betanították a keverék előállítására, a beton működési feltételeinek ellenőrzésére, bedolgozására. A betonösszetételt táblázatban is megadták.

A fejre állított „T” formájú elem szára a mászófelület állékonyságát a talajba lehorgonyzott talpként a fej biztosítja. Gyártás közben az elemet talppal felfelé néző állapotban betonozták. A betont kb. 4 méter magasra kell feljuttatni, onnan kerül a szerkezetbe. A betont bádogtölcsérbe öntik és a beton – a mindössze 6 cm legnagyobb acélbetét-távolság között – egy műanyag csövön keresztül jut le 3 méter mélységbe. Az öntőcsövet a betonszint emelkedésével párhuzamosan visszahúzzák.

A prototípus öntésekor kiderült a zsaluzat alulméretezettsége. Az öntömörödő beton zsaluzatra kifejtett nagy nyomása miatt a támasztó szerkezetet meg kellett erősíteni.

Mindezen nehézségek ellenére a betonkeverék és a Mapeplast FV felületi megjelenést javító adalékszer-együttes már a prototípus gyártásakor kiváló megjelenésű elemet eredményezett.



## 35.7.4. Tapasztalatok öntömörödő betonnal

[Pethő (2005)]

Nem mindennapi építészeti beruházást valósítottak meg a Lübeck központjában levő piactéren, a patinás városháza tőszomszédságában: a régi postaépület helyére új iroda- és üzletházat épített a P&C ruházati áruházlánc.

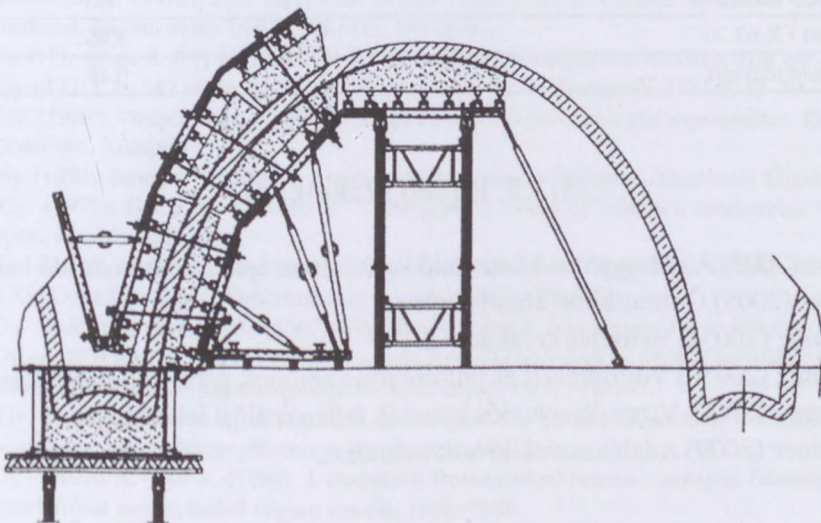
A tetszetős oromzatokkal szegélyezett helyszínre a *Kahlen & Ingenhoven* építész cég acélból és üvegből álló, az ötvenes és hatvanas évek stílusához igazodó héjszerkezetet tervezett. Különösen feltűnő a kettős parabola formájú, betonból készített tetőszerkezet, amely a piactéren álló egykori polgárházak büszke oromzatait idézi.

Tizenhat alagútboltozat sorakozik egymáshoz képest eltolódva mint megannyi óriási iskolatáska. Egyenként körülbelül 28 méter hosszúak, legmagasabb pontjuk 6 méter. Így együttesen alkotják a különleges tetőszerkezetet (35.44. ábra).

A betonhéjazat vastagsága nem haladhatta meg a 14 cm-t, ami különleges követelményeket támasztott a betonnal szemben. A feladat csak öntömörödő, nagyon folyós betonnal volt megoldható. Kiindulási alapként az MC-PLAST-BETON elnevezésű öntömörödő betonra kiállított *Általános Építésfelügyeleti Engedély* szolgált.

Az MC alkalmazástechnikai részlege a *Lehmann Co. lübecki betongyártó cég* laborjával közösen rendkívül folyós, öntömörödő betont fejlesztett ki a fenti célra. Mivel az összetétel a szitagörbe terén eltért a szabványostól, meg kellett szerezni a tartományi belügyminisztérium jóváhagyását.

Az MC-PLAST-BETON egy stabilizáló típusú öntömörödő betonfajta, amelyre viszonylag kis kötőanyag-tartalom ( $475\text{--}545\text{ kg/m}^3$ ) jellemző.



35.44. ábra. A parabola formájú tetőszerkezet metszete [Pethő (2005)]

A laborvizsgálatok eredményét gond nélkül sikerült átültetni a gyakorlatba a *Lehmann cég* transzportbetont előállító üzemében. A friss beton tulajdonságait a 35.27., a beton összetételét a 35.28. táblázat tartalmazza.

**35.27. táblázat.** A friss beton tulajdonságai [Pethő (2005)]

Paraméter	Mértékegység	Érték
Terülespróba	sm/mm	750–820
Terülesi idő – gyűrű nélkül – gyűrűvel	$t_{500}/\text{sec}$	3-tól 5-ig 4-től 7-ig
Tölcsérfolyási idő	$t_{zf}/\text{sec}$	4-től 7-ig
Blokkoló gyűrű próba	$sm_b/\text{mm}$	720-tól 800-ig
Szedimentáció próba	%	felül: +3-tól –2-ig középen: –0,5-től +1-ig alul: +7-től +10-ig

**35.28. táblázat.** A beton összetétele [Pethő (2005)]

Alkotóanyagai	Mennyiség, $\text{kg}/\text{m}^3$
CEM I 42,5 R Lübeck	350
Pernye EFA BF 1	150
Adalékanyag	
homok 0/2 mm	798
zúzott kő 2/8 mm	508
zúzott kő 8/16 mm	373
Víztartalom	174
Levegőtartalom, térf%	1,0
Centrament Stabi 510	1,0
Muraplast FK 63.30	3,96
Víz-cement tényező	0,48

### 35.7.5. Egyéb szakcikk

1. Óvári (2007) A nyíregyházi köztemető kerítésének építése öntömörödő betonból.
3. Német (2005) Öntömörödő könnyűbeton.
4. Spránitz (2005a) Betonburkolatok.
5. Spránitz (2005b) Vibropréselt és öntömörödő betonok gánti dolomit-zúzalékkal.
6. Szautner (2000) Vizes diszperziós gyanták felhasználási lehetőségei.
7. Szautner (2009) Adalékszerek lövellt betonhoz.



# Irodalmi hivatkozások

- Achillides, Z. (1998): Bond behaviour of FRP bars in concrete. PhD Thesis, Centre for Cement and Concrete, Univ. of Sheffield, 1998 – hivatkozva: *fib* (2000) "Bond of Reinforcement in Concrete", State-of-Art Report prepared by Task Group Bond Models, August 2000
- ACI (1987): Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications, ACI SP-105.
- AKZO (1992): Aragrid. Non Corrosive Mesh Reinforcement for Brickwork and Concrete. Technical Data
- Andrade, M. C.–Frias, M. (Spanyolország)–Aarup, B. (Dánia) (1997): Az igen nagy teljesítményű betonok tartóssága: tömör vasalt kompozitok. *Beton*, 5/9, 7–8. (Fordította: Erdélyi A.)
- Apáthy Á. (1989): Százéves az első magyarországi közúti vasbetonhíd. *Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 39, 281–282.
- Apáthy Á.–Träger H. (1965): Feszített betonhidak építése Magyarországon. Feszített Betonkonferencia I., 1965. okt. 6–8., 35–42.
- Árkai A.–Orbán B.–Szirányi M. (1985): Földmunka, víztelenítés, kis műtárgyak a magyar autópályáknál. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 35/11, 490–497.
- Asztalos I. (1997): Beton adalékszerek I–II. *Beton*, 5/6, 23–24 és 27–30.
- Asztalos I. (1999): Öntömörödő beton (Műszaki tájékoztató). *Stabiment* kiadvány.
- Asztalos I. (2007): The evolution of superplasticizer technology new opportunities in concrete structure. The 3rd Central European Congress on Concrete Engineering, Visegrád (CCC2007), 123–128.
- Asztalos I. (2008): A folyósítók technológiájának fejlődése. Új lehetőségek a betoniparban. *Beton*, 16/2, 7–12.
- Bakht, B.–Mufti, A. (1998): Five Steel-Free Bridge Deck Slabs in Canada. *Structural Engineering International, Journal of the IABSE*, SEI 8/3, 196–200.
- Balaguru, P. N.–Shah, S. P. (1992): *Fiber Reinforced Cement Composites*. McGraw-Hill Inc., 531 p.
- Balázs Gy. (1971): Az M7 autópálya hídjai. *Uvaterv Műszaki Közlemények*, 1971/2, 12–19.
- Balázs Gy. (1990): Vízépítési nagy műtárgyak építésének betontechnológiai tapasztalatai. Eng. szám: 206.004/1986, Budapest
- Balázs Gy. (1994): *Beton és vasbeton I. Alapismeretek története*. Budapest, Akadémiai Kiadó.
- Balázs Gy. (1995): *Beton és vasbeton II. – Mélyépítési beton és vasbeton szerkezetek története*. Budapest, Akadémiai Kiadó.
- Balázs Gy.–Borján J.–Gulyás K.–Józsa Zs.–Zimonyi Gy.–Zsámboki G. (1980): Hőmérsékletmérés a győri Kis-Duna-hídon. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 30/7, 305–307.
- Balázs Gy.–Erdélyi A.–Opatzky L. (1967): Vízépítési cementek. *Építőanyag*, 19/ 9. 329–336.
- Balázs Gy.–Erdélyi A.–Horváth A. (1967): Visegrád környéki andezitek és dácitok tartóssági vizsgálata vízépítési beton-adalékanyag szempontjából. *Építőanyag*, 19/4, 141–147.
- Balázs Gy.–Erdélyi A.–Horváth A.–Opatzky L.–Zimonyi Gy. (1968): Kísérletek tömegbetonokhoz alkalmas cementekkel. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 18, 18–26.
- Balázs Gy.–Erdélyi A.–Suri K. (1986): A Dunakiliti Duzzasztómű betontechnológiai feladatai. A Vízépítőipari Tröszt megbízásából végzett kutatás, 1986–1988.
- Balázs Gy.–Erdélyi A. (1970): Rostbetonok. *Építőanyag*, 22, 246–256.



- Balázs Gy.–Gulyás K.–Józsa Zs.–Kászonyi G.–Szombathy Z.–Tariczky Zs. (1980): A győri Kis-Duna-hídon építésével kapcsolatos kísérletek. Mélyépítéstudományi Szemle, 30/7, 296–304.
- Balázs Gy.–Kovács K.–Tóth E. (1991): Közúti vasbetonhidak tartóssága a hídszabályzatok tükrében. Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 41/6, 205–212.
- Balázs L. Gy.–Polgár L. (1999): A szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője. Szálerősítésű betonok Konferenciakiadvány, 1999, 3, 4–5., Budapest, 1–23.
- Balázs L. Gy. (1991): Előrefeszített vasbeton hídgerendák gerincében fellépő horizontális repedések erőtani okai és tágasságának számítása. Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 41/2, 55–62.
- Balázs L. Gy. (1992): Erőátadódás betonban. Kandidátusi értekezés, Magyar Tudományos Akadémia
- Balázs L. Gy. (1996): Tartósság biztosítása nem acél anyagú betétekkel. Konferenciakiadvány: Betonszerkezetek tartóssága (szerk: Balázs Gy.–Balázs L. Gy.) Budapest 1996. okt. 29., 101–106.
- Balázs L. Gy. (1999): Szerkezetek megerősítése szénzálás anyagokkal – hazai tapasztalatok. Vasbetonépítés, 1/4, 114–122.
- Balázs L. Gy. (2004): Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig. Vasbetonépítés, 6/4, 98–99.
- Balázs L. Gy.–Borosnyói A. (2000): Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hídépítésben. Vasbetonépítés, 2/2, 45–52.
- Balázs L. Gy.–Borosnyói A.–Csányi E.–Józsa Zs.–Kausay T.–Kopeckó K.–Nehme S.G. (2005): A betonkorrozio legújabb kutatási eredményei. Az AKMI megbízásából az Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszéken készített tanulmány.
- Balázs L. Gy.–Erdélyi L.–Kovács I. (1977): Fiber Reinforced Prestressed Concrete. Proceedings, FIP Symposium Johannesburg 9–12. March/1977, 223–232.
- Balázs L. Gy.–Polgár L. (1999a): A szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője. Vasbetonépítés, 1/1, 3–10.
- Balázs L. Gy.–Polgár L. (1999b): A szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 1–23.
- Bálint J. (1989): Szálas beton kompozitok speciális tulajdonságainak meghatározása. Magyar Építőipar, 38/4, 179–182.
- Bálint J. (1990): Műanyagszálas homokbetonok. Magyar Építőipar, 39/6, 264–268.
- Bálint J. (1993): A szilikapor és száladagolás hatása a beton időállóságára. Magyar Építőipar, 43/9, 327–331.
- Bálint J. (1999): Szálerősítésű betonok és mikrobetonok a technológus szemével. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 112–123.
- Barczikay D-né (1972): Előregyártott tartókból kialakított hídszerkezetek gyártástechnológiai és tartószerkezeti vizsgálatai. Mélyépítéstudományi Szemle, 22/9, 359–408.
- Barta J. (2008): A kőröshegyi völgyhíd építésének története. 3. A felszerkezet építésének technológiái. Vasbetonépítés, 10/1, 2–9.
- Barta J.–Wellner P.–Mihalek T.–Becze J.–Fodor J. (2001): Viaducts on the Hungarian-Slovenian railway line – Design and construction of the viaducts. Concrete Structures, 2001/2, 2–14.
- Bartyk S. (1974): Előregyártott vasbeton csatornaátjárók. Magyar Építőipar, 2, 70–74.
- Batson, G.–Jenkins, E.–Spatney, R. (1972): Flexural Fatigue Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, 69/11, 673–677.
- Becze J. (2000): A magyar-szlovén vasútvonal völgyhídjai 5. A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei II. Vasbetonépítés 2/4, 118–123.
- Bedics A.–Dubrovsky G.–Kovács T. (2008): Az FI-150 Hídgerenda-család kifejlesztése. Tervezés, gyártás és alkalmazás. Vasbetonépítés, 10/2, 34–42.
- Bekaert (1995): Dramix Guideline



- Benedek B.–Józsa Zs.–Nemes R.–Migály B. (2010): Ideiglenes pályaburkolat a Margit-hídon könnyűbetonból. *Beton*, 18/7–8, 3–8.
- Berez A.–Székács N. B. (2000): Sika ViscoCrete technológia. *Beton*, 8/11, 8–9.
- Berettyán T.–Miklós Cs. (2004): Újgenerációs hiperfolyósítók működése, hatásmechanizmusok. *Beton*, 12/1, 10–11.
- Bidló G. (1964): Kőzetek kémiai összetételének változása vegyi anyagok hatására.
- Bódi I.–Farkas Gy. (1995): Vasbeton fődémszerkezetek megerősítése ragasztott-dűbelezett acélszalag segítségével. *Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 45/12, 494–499.
- Borosnyói A.–Balázs L. Gy. (2001): Új szerkezeti anyagok a vasbeton hídépítésben. *Vasbetonépítés*, 3/4, 100–106.
- Borosnyói A.–Balázs L. Gy. (2002): Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása a betonban. *Vasbetonépítés* 4/4, 114–121.
- Borosnyói A.–Balázs L. Gy. (2004): Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel, használhatósági határállapot. 1. rész. Általános tapasztalatok. *Vasbetonépítés*, 6/4 114–122.
- Borosnyói A.–Balázs L. Gy. (2004): Szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készülő betonelemek tervezési kérdései. *Vasbetonépítés* 6/3, 87–93.
- Borosnyói A.–Balázs L. Gy. (2005): Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – használhatósági határállapot. 2. rész – Hazai tapasztalatok. *Vasbetonépítés* 7/1, 14–21.
- Borosnyói, A. (2002): Serviceability of CFRP Prestressed Concrete Beams. PhD Thesis, Budapest University of Technology and Economics
- Bölcskei E. (1951): V-lábú szerkezetek. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 1/6, 342–347.
- Bölcskei E. (1954): Legnagyobb hazai ívhidunk. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 4/3–4, 119–130.
- Bölcskei E. (1963): Ágas tartók. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 13/1, 16–21.
- Bölcskei E. (1992): Acélszálbeton alkalmazása Ausztriában. *Magyar Építőipar*, 42/7, 213–215.
- Bölcskei E.–Petúr A. (1952): Előregyártott vasbetonpallós hídszerkezetek. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 2/9, 456–462.
- Böröcz I. (szerk.) (1952, 1953): Feszített vasbetonszerkezetek. *Közlekedési Kiadó* I. k., 1952, II. k., 1953.
- Busel, J. P.–Lockwood, J. D. (2000): Product selection guide: FRP composite products for bridge applications, 1st ed., Market Development Alliance, Harrison N.Y.
- Concrete Society (2003): Concrete industrial ground floors, A guide to design and construction. Third Edition, Report No. 34, ISBN 1 904482 01 5, 2003, 138 p.
- Cosenza, E.–Manfredi, G.–Realfonzo, R. (1996): Bond of FRP Rebars to Concrete: Experimental Behaviour and Analytical Models. *Studi e Ricerche*, 17, 253–282.
- Craig, R. J.–Parr, J. A.–Germain, E.–Mosquera, V.–Kamilaes, S. (1986): Fiber Reinforced Beams in Torsion. *ACI Journal*, November–December 83/6, 934–942.
- Crivelli Visconti, I. (editor) (1998): ECCM-8 European Conference on Composite Materials – Science, Technologies and Applications. Proceedings, Naples, Italy, June 1998
- CSCE (2000) Canadian Society of Civil Engineers Homepage: <http://www.csce.ca>
- Csorba G. (2006): Acélszál- és műanyagszálerősítéses betonok. *Beton*, 14/1, 20.
- Dalmy D. (2002): Öntömörödő beton alkalmazása egy csepeli csarnok oszlopainak vasbeton köpenyezésére. *Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése II*, 563–573.
- Dalmy T.–Könczöl L-né (1973): Előregyártott hidak a fővárosban. – Előregyártás a mélyépítésben c. konferencia. *Tanulmányok I. köt. KÖZDOK*, 1973, 13–21.
- De Vries, J.–Kaptijn, N.–Ouwkerk, H. (1996): Nagyszilárdságú beton a holland hídépítő mérnöki gyakorlatban. *Symp. HPC, Párizs*, 1996, 1427–1436. *Beton*, 5/7–8, 10–12.
- Deinhardt, J. M. (1972): Rationalisierungsmöglichkeiten im Massivbrückenbau. *Strasse und Autobahn*, 1972/7, 315–328.
- Dezsényi J. (1988): Politonszál hatékonyság vizsgálata. MTA Természettudományi alkalmazott Tudomány és Koordinációs Iroda kutatási jelentése



- DIN (1991): DIN Merkblatt. Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton.
- Dombi J. (1999): Száladagolással kialakított különleges betontechnológia, nagy tömegű, illetve vízzáró vasbeton szerkezetek repedésmentes kivitelezésére. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest., 248–258.
- Dulácska E. (1993): Az acélszál-erősítésű betonszerkezetek méretezési kérdései. Közlekedéscépesítés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 43/8, 263–274.
- El-Badry, M.M. (editor) (1996): Advanced Composite Materials in Bridges and Structure. Proceedings, 2nd International Conference. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec
- Encsy B.–Kisteleki A. (1985): A magyar autópályahidak építése 1960–1985 között. Mélyépítéstudományi Szemle, 35/11, 509–515.
- Erdélyi A. (1973): A beton fagyállóságának ellenőrzése közvetett és közvetlen mérőszámok alapján. Mélyépítéstudományi Szemle, 23/8, 367.
- Erdélyi A. (1983): Beton és habarcskiegészítő anyagok. Építőanyag praktikum (Balázs Gy. szerk.), 4.3. fejezet, Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 181–210.
- Erdélyi A. (1988): A beton fagyállóságának megítélése. Építőanyag, 40/4, 138–141.
- Erdélyi A. (1993): The toughness of steel fibre reinforced concretes. Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng, 37/4, 329–344.
- Erdélyi A. (1994): Acélorost erősítésű betonok. Beton, 2/3, 4–13.
- Erdélyi A. (1995): Acélszár erősítésű beton (rostbeton, acélhajbeton). Beton, 3/4, 1–6.
- Erdélyi A. (1996): Acélszál erősítésű beton szívósságának értékelése törésmechanikai módszerekkel. OTKA 016 683 sz. Jelentés és BME Építőanyagok Tanszék, Tudományos Közlemények 37, 99–105.
- Erdélyi A. (1999): Acélszál erősítésű gerendák hajlítási szívóssága. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 85–96.
- Erdélyi A. (2002): Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése II., 7.3. fejezet: Öntömörödő beton. Műegyetemi Kiadó, 91–101.
- Erdélyi A. (2004): Acélszál-erősítésű betonok tartóssága. Vasbetonépítés 6/1, 12–20.
- Erdélyi A.–Migály B.–Deményiné Hudák G. (2003): Öntömörödő beton alkalmazása I. Beton, 11/3, 10–11.
- Erdélyi A.–Valtínyi D. (1977): Légpórusos beton és pórusképző anyagok fejlődése. ÉTK világszínvonal tanulmány VSz 5/76, – 1977. márc.
- Erdélyi L.–Kovács I.–Balázs L. Gy. (1999): Feszítőbetét erőátadási hossza és behúzódása acélszál erősítésű betonban. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 151–168.
- Erdélyi, L., Balázs, L. Gy. (1997) Transfer of prestressing force in fiber reinforced concrete, Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng., Vol.1, 1997/2, 71–83.
- Farkas Gy.–Szalai K. (1997): Veszélyben a vasbeton időállóságába vetett bizalom Magyarországon? Beton, 5/2, 9.
- Fenyvesi O. (2008): Könnyűbeton gyaloghíd II. Beton, 16/6, 10–13.
- Fodor J. (2000): A magyar–szlovén vasútvonal völgyhidjai 4. A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei I. Vasbetonépítés 2/3, 83–92.
- Fukuyama, H. (1999): FRP Composites in Japan. Concrete International, October 1999, 29–32.
- Giaccio, G. M.–Lim, L. J.–Zerbino, R. L. (2002): Influence of internal concrete damage in bond resistance. Proceedings of Bond in Concrete (eds. Balázs, L. Gy.–Bartos, J. M.–Cairns, J.–Borosnyói, A.) Budapest
- Glatte, R. (1988): Drezdai Műszaki Főiskola, előadás a BME Építőanyagok Tanszék 25 éves jubileumi ülésszakán.
- Gnädig B. (1955): A feszített beton előregyártása. Mélyépítéstudományi Szemle, 5/5–6, 217–224.
- Gopalaratnam, V. S. et. al. (1991): Fracture Toughness of Fiber Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, 88/4, 339–353.
- Grahlke, C.–Ebbert, J. (1994): Stahlfaserbeton als Baustoff für dichte Bauteile. Beton, 10/94, 594–597.



- Gruber P. (1998): Javaslat új eljárásra betonkeverékek tervezésére, a mélyépítési műtárgyak (hidak) korrózióinak kitett szerkezeteihez. *Beton*, 6/3, 8–10.
- Grübl, P.–Lemmer, C. (2001): Anforderungen an die Frischbeton-eigenschaften von SVB, November 2001, Leipzig, Bauwerk Verlag GmbH Berlin, 25–50.
- Györkéné Horváth M. (1998): Vasbeton medence megerősítése feszítéssel és lőttbetonnal. *Beton*, 6/7–8, 22–23.
- Hannant, D. J. (1978): *Fiber Cements and Fiber Concretes*. Wiley, Chichester, 219.
- Hannant, D. J. (1989): Ten Year Flexural Durability Tests on Cement Sheets Reinforced with Fibrillated Polypropylene Networks, *Fiber Reinforced Cements and Concretes-Recent Developments*. Elsevier, 1989, 572–563.
- Hanny E. (2004): A kivitelezést segítő betonadalékszerek. *Beton*, 12/3, 14–16.
- Harkányi J. (1939): Hídépítések a Budapest-Ganz állami közúton. *Technika*, 1939/1, 6–17.
- Hata, K. (1998): Single-Span Prestressed Concrete Stress-Ribbon Bridge Yumetsuri Bridge", *Prestressed Concrete in Japan, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, National Report of XIII. FIP Congress, Amsterdam, 1998*, 95–98.
- Hattori, A.–Kawasaki, K.–Miyagawa, T.–Fujii, M. (1997): Bond behaviours of carbon fiber strand and aramid fiber deformed bar, *Proceedings of the Third International Symposium (FRPRCS-3), Vol. 2, Sapporo, Japan Concrete Institute*. 349–356.
- Havani F. (2001): Folyósítók a gyakorlatban. *Beton*, 9/5, 3–4.
- Haviár Gy. (1941): A szolnoki közúti felüljáróhíd építése. *Technika*, 1941/4, 152–160.
- Hollaway, L. C.–Leeming, M. B. (1999): *Strengthening of reinforced concrete structures – using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead Publishing Ltd., Cambridge
- ISIS Canada (2000): Homepage: <http://www.isiscanada.com>
- JCI (1997): Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structure, *Proc. of the 3rd Int. RILEM Conf.*, 14–16. Oct. 1997, Published by JCI Tokyo
- Karbhari, V. M. (1998): Sone Viaduct – External Cable Anchor Block, *Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan, WTEC Monograph, International Technology Research Institute, World Technology (WTEC) Division, Loyola College, Meryland, October 1998*.
- Kausay T. (1994): Acélhuzal-szálerősítésű betonok tulajdonságai és teherbírása. *Építőanyag*, 46/6, 166–173.
- Kausay T. (1994): Szál típusok a beton erősítésére. *Beton*, 2/10, 9–11.
- Kausay T. (1999): A szálerősítésű betonok szabványosított vizsgálatai. *Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (Szerk. Balázs L. Gy.)*, 1999. márc. 4–5., Budapest, 97–113.
- Kausay T. (2009a): Szilikapor, mikroszilika szuszpenzió. *Beton*, 17/5, 18–20.
- Kausay T. (2009b): Ultra nagyszilárdságú beton. 1. rész: Története, tulajdonságai, készítése. *Beton*, 17/10, 12–14.
- Kausay T. (2009c): Ultra nagyszilárdságú beton. 2. rész: Összetevők. *Beton*, 17/11–12, 14–17.
- Kelemen M. (1995) Normál- és könnyűadalékanyagossal készült öszvérszerkezetű gyalogos hidak összehasonlító statikai vizsgálata. *Diplomamunka Budapesti Műszaki Egyetem, Budapest, 1995*.
- Kemény Á.–Kisteleki A. (1968): Az épülő M7 autópálya hídjai. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 18/12, 533–544.
- Királyvölgyi L-né. (1977): Az M1 autópálya Tatabánya-győri szakaszának hídjai, *Mélyépítéstudományi Szemle*, 27/10, 441–451.
- Királyföldi L-né. (1985): Az autópályahidak tervezése hazánkban. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 35/10, 459–468.
- Kiskovács E. (2001): Trefil Arbed acélszál konferencia Budapesten, *Beton*, 9/5, 12.



- Kiss J-né (2005): Beton és vasbeton vasúti hidak építése 1985-től napjainkig Magyarországon. Vasbetonépítés 7/2, 59–66.
- Kiss R. (1991): A beton erősítésére használt természetes és mesterséges szálak. Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 41/11, 421–424.
- Kiss R.–Sapkas A. (1999): Vasbeton földem megerősítése szénszálal szalagokkal. Magyar Építőipar 49/3–4, 113–116.
- Kohlrausch, F. (1968): Praktische Physik. 1, Teubner, Stuttgart.
- Kollár L.–Kiss R. (1998): Szálerősítéses műanyagok (kompozitok) az építőiparban – I. kompozitok anyagai. Közúti Közlekedés- és Mélyépítési Szemle, 48/9, 331–338.
- Kolozsi Gy. (2011): Változások a hidakra vonatkozó előírásokban. Közlekedéépítési Szemle, 61/3, 3–4.
- Kopchermova, N. N.–Marton, J. A. (1975): Computational Mathematics, Mir, Moszkva.
- Kopecskó K. (2003): Üvegszálak alkalikus környezetben. Vasbetonépítés, 5/2, 50–55.
- Kormeling, H. A.–Reinhardt, H.-W.–Shah, S. P. (1987): Static and Fatigue Properties of Concrete Beams Reinforced with Continuous Bars and with Fibres. ACI Journal Jan.–Febr. 1987, 36–43.
- Kovács I. (1999): Szálerősítésű beton modellezése egytengelyű húzóigénybevétel esetén. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 194–212.
- Kovács I.–Erdélyi A.–Balázs L. Gy. (1999): Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak és hagyományos vasalás egyidejű alkalmazása esetén. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 139–150.
- Kovács K. (1999): Száltípusok és azok jellemzői. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 49–56.
- Kovács T. (2008): Nagyteljesítményű hídbetonok kutatási program. Beton, 16/4, 3–5.
- Kovács T.–Balázs L. Gy. (2002): Szálak szerepe a javító anyagoknál. Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése II., Budapest, Műegyetemi Kiadó, 71–83.
- Kovács T.–Nehme S. G. (1999): Műanyag szálerősítés hatása a frissbetonra. Beton, 7/9, 8–9.
- Kovács, I.–Balázs, L. Gy. (2004): Structural performance of steel fibre reinforced concrete, Publishing House of Budapest University of Technology, Budapest
- Kovácsházy F. (1954): A Dimitrov téri aluljáró építése. Mélyépítéstudományi Szemle, 4/4, 186–193.
- Kovács J. (1981): Veszprémi völgyhíd. Városi Közlekedés, 21/2, 94–96.
- Könczöl L-né (1972): A Budapest, Jászberényi úti közúti felüljáró. Mélyépítéstudományi Szemle, 22/7, 312–316.
- Köneke (1978): Ausbessern von Beton mit Zementgebundenen Stoffen. Beton 1978, 450–453.
- Láng-Miticzky T. (1964): Hídépítési balesetek. Mélyépítéstudományi Szemle, 14/5, 193–198.
- Lázányi I. (2008): A kőröshegyi völgyhíd építésének története. 6. A völgyhíd süllyedésének előrejelzése, mérése és értelmezése. Vasbetonépítés, 10/4, 117–126.
- Lees, J. M.–Burgoyne, C. J. (1999): Experimental study of influence of bond on flexural behavior of concrete beams pre-tensioned with aramid fiber reinforced plastics. ACI Structural Journal, 96, 377–385.
- Lengyel G.–Sármay A.–Csiki B. (2010): A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep. Vasbetonépítés, 12/1, 2–7.
- Li, V. C.–Maalej, M. (1996). Toughening in Cement Based Composites, Part II: Fiber Reinforced Cementitious Composites. Journal of Cement and Concrete Composites, J. of Cement and Concrete Composites, 18/44, 239–249.
- Likov, A. V. (1972): Tyeplomasszooobmen. Szravocsnik, Energija, Moszkva.
- Lipták L. (1962): A tihanyi közúti felüljáróról. Mélyépítéstudományi Szemle, 12/11, 486–491.
- Lontai A.–Nagy A.–Mihalek T. (2007): Az M7 autópálya szakaszos előretolással épített hídjai. Vasbetonépítés 9/2, 34–37.



- Magyari B. (1999): Az összetétel hatása a szálerősítésű beton és habarcs tulajdonságaira. Konferencia-kiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 114–121.
- Majorosné Lublóy É.–Borosnyói A.–Balázs L. Gy. (2004): Szénszálal (CFRP) feszítőbetétek tapadása magas hőmérsékleten. Vasbetonépítés, 6/4, 108–113.
- Márkus M. (1974): Előrefeszített vasbeton közúti hídgerendák üzemi előregyártása. Magyar Építőipar, 23/ 2, 75–81.
- Mátyássy L. (2007): A kőröshegyi völgyhíd építésének története. 1. Az előkészítés fázisai és az engedélyezési terv. Vasbetonépítés, 9/3, 66–71.
- Meier, U. (2000): Spannglieder aus CFK, Proceedings, Massivbau 2000 – Forschung, Entwicklungen und Anwendungen, 4. Münchener Massivbau-Seminar 2000, Technische Universität München, Springer-VDI-Verlag, 2000, 205–216.
- Meier, U.–Meier, H. (1996): CFRP use in cable support for bridge. Modern Plastics, April 1996, 87–91.
- Menyhárd I. (1938): A vasvári vonóvasas vasbeton ívhidak. Technika, 1938, 130–132.
- Mihailich Gy.–Haviár Gy. (1966): A vasbetonépítés kezdete és első létesítményei Magyarországon. Budapest, Akadémiai Kiadó, 1966.
- Mihalek T. (2008a): A kőröshegyi völgyhíd építésének története. 4. A völgyhíd feszítése. Vasbetonépítés, 10/2, 43–47.
- Mihalek T. (2008b): A kőröshegyi völgyhíd építésének története. 5. A felszerkezet vízszintes mozgásai. Vasbetonépítés, 10/3, 83–88.
- Mihalek T.–Wellner P. (2000): A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai 3. A völgyhidak tervezése. Vasbetonépítés 2/2, 53–60.
- Mihalek T.–Wellner P. (2007): A kőröshegyi völgyhíd építésének története. 2. Áttekintés a völgyhíd statikai rendszeréről és fő tervezési megfontolásairól. Vasbetonépítés, 9/4, 98–105.
- Mikhajev, M. A. (1986): Fundamental of Heat Transfer. Moszkva, Mir.
- Mistéth E. (1990): A szolnoki felüljáró. Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 40/1, 29–32.
- Mitsui, K.–Yonezawa, T.–Kojima, M.–Tezuka, M.–Kinoshita, M. (1998): Feszített híd tervezése és építése C100 betonból Japánban. Beton, 6/ 3, 18–19. (Fordította: Erdélyi A.)
- Mufti A.A.–Newhook J.P. (1998): Experimental Evaluation of the Steel-free Deck Slab of the Salmon River Bridge. Proceedings, First Annual Fiber Reinforced Concrete Conference, Orlando, Florida, USA, Synthetic Fiber Reinforced Concrete Association, 133–157.
- Naaman, A. E.–Najm, H. (1991): Bond-Slip Mechanism of Steel Fibers in Concrete. ACI Materials Journal/March–April 1991, 135–145.
- Naaman, A. E.–Gopalaratnam, V. S. (1983): Impact Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete in Bending. International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 5/4, 225–233.
- Naaman, A. E.–Reinhardt, H. W. (1995): High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop, Ann Arbor USA, June 11–14, 1995. (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, 506 p.
- Nawa, T.–Izumi, T.–Edamatsu, Y. (1998): State-of-the-Art Report on Materials and Design of Self-Compacting Concrete. Konferenciakiadvány, International Workshop on Self-Compacting Concrete, 23–26 August 1998, Tosa-Yamada Kochi, Japan, 160–190.
- Nemes R. (2006): Habüveg adalékanyagok könnyűbetonok. PhD értekezés, tudományos vezető Józsa Zs., Nemeskéri-Kiss G. (1996): A hazai vasúti hídépítés története (1846–1875), Magyar Vasúttörténet: A kezdettől 1875-ig, szerk. Kovács L., Magyar Vasúttörténet, 1. Budapest, 218–220.
- Nemskéri-Kiss G. (2005): A hazai beton és vasbeton vasúti hidak építése a kezdettől 1985-ig. Vasbetonépítés, 7/2, 49–58.
- Német F. (2005a): Öntömörödő könnyűbeton. Beton, 13/4, 17.
- Német F. (2005b): Sika ViscoCrete® technológia – polikarboxilát bázisú folyósító adalékszerek a jobb és tartósabb betonért. Beton, 13/6, 19–21.



- Okamura, H.–Ozawa, K. (1995): Mix-design for Self-Compacting Concrete. Concrete Library of JSCE, No. 25, June 1995, 107–120.
- Orosz Á. (1999): Vasbetonszerkezetek megerősítése műszál adagolású lövelt betonnal. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 259–267.
- Orosz Á.–Simurda L. (1986): A silónyomásokkal kapcsolatos kutatások legújabb eredményei, Mélyépítéstudományi Szemle, 36/5, 184–192.
- Ouchi, M. (1998): History of Development and Application of Self-Compacting Concrete in Japan. Konferenciakiadvány, International Workshop on Self-Compacting Concrete, 23–26 August 1998, Tosa-Yamada Kochi, Japan 1–10.
- Óvári V. (2007): A nyíregyházi köztemető kerítésének építése öntömörödő betonnal. Beton, 15/1, 6–7.
- Pál T. (1954): Völgyhíd betonmunkái. Mélyépítéstudományi Szemle, 4/9, 457–473.
- Palotás L. (1952): Minőségi beton. Budapest, Közlekedési Kiadó.
- Palotás L.–Balázs Gy. (1980): Mérnöki szerkezetek anyagana 3. Beton–Habarcs–Kerámia–Műanyagok. Budapest, Akadémiai Kiadó, 868 p.
- Palotás L.–Balázs Gy. (1980): Mérnöki szerkezetek anyagana 3. Budapest, Akadémiai Kiadó.
- Palotás L.–Papp F.–Balázs Gy.–Bidló G.–Erdélyi A.–Horváth A.–Kertész P.–Kleb B.–Marek I.–Török E. (1965): Kőzeteknek, mint a vízépítési beton adalékanyagának alkalmassági vizsgálata. Rekt. eng. 273/1965.
- Papp F.–Kertész P. (1964): Közethatározó, Budapest, Tankönyvkiadó.
- Papp J. (2010): Dunakeszi szennyvíztisztító. Beton, 18/9, 8–10.
- Penkala T. (1974): Utófeszített vasbeton hídfőtartó helyszíni előregyártása. Magyar Építőipar, 23/2, 82–87.
- Pera, J.–Husson, S.–Guilhot, B. (1999): Influence of finely ground limestone on cement hydration. Cement & Concrete Composites 21, 99–105.
- Péter G. Z. (2006): Vasbeton iszaprothasztókról a megvalósult műtárgyak tapasztalatainak tükrében. Vasbetonépítés, 8/2, 45–50.
- Péter G. Z.–Tóth L. (1997): 4500 m<sup>3</sup>-es utófeszített vasbeton iszaprothasztó Debrecenben. Magyar Építőipar, 47/ 11–12, 337–342.
- Péter G. Z.–Tóth L. (1999): Vasbeton iszaprothasztók. Vasbetonépítés 1/1, 17–20.
- Pethő Cs. (2005): Tapasztalatok öntömörödő betonnal. Beton, 13/5, 17–19.
- Pethő Cs. (2007): Öntömörödő feszített beton iszaprothasztó tartály építéséhez. Beton, 15/4 10–13.
- Petúr A. (1985): Közúti hidak. Az Uvaterv története 1948–85 között. Uvaterv Közlemények, 1985–86, 52–53.
- Pigott, M. R. (1980): Load Bearing Fibre Composites, Oxford, Pergamon Press Ltd., England
- Platthy P. (1959): Vas- és fémszerkezetek fejlődésének újabb irányai. 5. Együttműködő szerkezetek. Mélyépítéstudományi Szemle, 9/6, 249–258.
- Platthy P. (1966): Vasbetonlemezrel együttműködő acéltartók. Budapest, Tankönyvkiadó.
- Platthy P.–Szabó B.–Fekete L. (1993): Hőmérsékleti hatás laboratóriumi szimulálása öszvértartóknál. Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 43/11, 429–439.
- Polgár L. (1999): Acélszál erősítésű beton alkalmazása ipari padló építésében. Konferenciakiadvány: Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig (Szerk. Balázs L. Gy.), 1999. márc. 4–5., Budapest, 229–234.
- Rehm, G. (1961): Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H 138.
- Reinhardt, H. W.–Naaman, A. E. (1991): High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. Proceedings of the 1st Int. RILEM/ACI Workshop, Mainz, June 23–26, 1991, Chapman & Hall, London, 565.
- Reviczky J. (1976): Az első magyar szabadonszerrelt feszítettbetonhíd építési tapasztalatai. Mélyépítéstudományi Szemle, 26/11, 488–497.



- Reviczky J. (1977): A köröstarcsai Kettős-Körös-híd, Uvaterv Műszaki Közlemények, 1977/1, 43–49.
- Reviczky J.–Lakatos E.–Wellner P.–Szigyártó L.–György P. (1990): Construction of pressed concrete bridges in Hungary by the incremental launching method. Magyar Építőipar különszáma a hamburgi XI. FIB-kongresszusra, 51–54.
- Reviczky J.–Berkó D.–Wellner P.–Zsigmondi A. (1990): Hungarian bridges built by the cantilever construction method using precast elements. Magyar Építőipar különszáma a hamburgi XI. FIB-kongresszusra, 39–42.
- Richard, P.–Cheyrez, M. H. (1994) Reactive Powder Concrete with High Ductility and 200–800 MPa Compressive Strength. ACI Spring Convention, March 1994, San Francisco.
- Rizkalla, S. H.–Tadros, G. (1994): A Smart Highway Bridge in Canada. Concrete International, 16/6, 42–44.
- Rizkalla, S. H. (Editor) (1997): FRP International-Quarterly Technical Paper, (ACI, ASCE, CSSE, Composite Institute, JCI, ACMBNS Network of Canada), 5/2, Spring
- Rizkalla, S. H.–Shehata, E.–Abdelrahman, A. A.–Tadros, G. (1998): The New Generation – Design and construction of a highway bridge with CFRP. Concrete International, June 1998, 35–38.
- Romualdi, J. P.–Batson, G. B. (1963): Behavior of Reinforced Concrete Beams with Closely Spaced Reinforcement. ACI Journal, June/1963, 755–790.
- Rostásy F. (1996): State-of-the-Art Report on FRP Materials. FIP Report, Draft, 1996. Unpublished.
- Rubinsky, A.–Rubinsky, I. A. (1959): A Preliminary Investigation of the Use of Fiber Glass for Prestressed Concrete. Magazine of Concrete Research, Sept. 1959, 71–78.
- Schulek J. (1979): Az M3 autópálya budapesti bevezető szakaszának Hungária körüli felüljárói. Mélyépítéstudományi Szemle, 29/12, 539–542.
- Schustler, J. (1891): Az új cementbeton-vasszerkezet. Magyar Mérnök és Építészegylet Közlönye, 1891, 150–156.
- Schustler, J. (1893): Az érsekújvári közúti Nyitra-híd építése. Magyar Mérnök és Építészegylet Közlönye, 1893, 570–576.
- Seidl Á.–Józsa Zs.–Für Kovács I. (2005): Üveg- és műanyagszálak alkalmazása a normál- és könnyűbeton korai zsugorodásának megakadályozására. Beton, 13/6, 4–8.
- Sigrai T. (1966): Az M1–M7 sz. autópálya háromnyílású vasbeton hídja. Mélyépítéstudományi Szemle, 16/7, 319–326.
- Sigrai T. (1970): Az új algyői Tisza-híd tervezése. Uvaterv Közlemények, 2, 61–73.
- Sigrai T. (1984): A közúti hídépítés fejlődése. Mélyépítéstudományi Szemle, 34/4, 167–178.
- Sigrai T. (1988): A hárosi Duna-híd. Közúti Közlekedés- Mélyépítéstudományi Szemle, 38/6, 249–254.
- Sigrai T.–Tápai. A. (1990). Manufacture and use of plant prefabricated bridge girders. Achievements in prestressed concrete in Hungary The Hungarian Building Industry, Special Edition, 33–38.
- Skarendahl, A. (1998): Self-Compacting Concrete in Sweden – research and Application. Konferenciakiadvány, International Workshop on self-compacting concrete, 23–26 August 1998, Tosa-Yamada Kochi University, Japan 60–71.
- Sonebi, M.–Bartos, P.–Zhu, W.–Gibbs, J.–Tamimi, A. (2000): Properties of hardened concrete, Task-t, Final report, 2000-5-2, 73.
- Spránitz F. (2005a): Betonburkolatok. Beton, 13/5, 8–10.
- Spránitz F. (2005b): Vibropréselt és öntömörödő betonok gánti dolomitzúvalékkal. Beton, 13/11, 3–5.
- Spránitz F. (2006): Kis zsugorodású, igen nagy szilárdságú betonból (VHPC) készített gyalogoshíd Tokióban. Beton, 14/3, 8–10.
- Springenschmid (1987): Wasserbauten aus Beton, Kapitel 1.: Betontechnologie im Wasserbau, Ernst u. Sohn, Berlin, Sonderdruck.
- Steingenberg, J. (2002): SCC-Beton. Österreichischer Betonverein, Schriftenreihe Heft 43/2002, 11–14.
- Szabó F. (1997): Tartós vasbetonszerkezetek építésének új megoldásai. Beton, 5/7–8, 5–6.
- Szabó I. (1976): Acélhajbeton. Budapest, Műegyetem Könyvkiadó, 167 p.



- Szautner Cs. (2000): Vizes diszperziós gyanták felhasználási lehetőségei. *Beton*, 8/6, 6.
- Szautner Cs. (2009): Adalékszerek lövellt betonhoz. *Beton*, 17/1, 16–17.
- Szautner Cs.–Óvári V. (2009): Játszóteri mászófal öntömörödő betonból. *Beton*, 17/6, 9.
- Széchy K. (1948): Magyarország közúti hídjainak újjáépítése. *Magyar Technika*, 1948/8, 125–147.
- Széchy K. (1950): Újszerű hídszerkezetek, Mérnöki továbbképző intézet Mérnök 70. kiadványa, 1950.
- Széchy K. (1955): A közúti hidak. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 5/4, 164–174.
- Széchy K. (1957): Az óbudai Árpád híd építése. *Építés- és Közlekedéstudományi Közlemények*, 1/1–2, 5–41.
- Szendrei Zs.–Nagy B.–Nehme, S. G. (2008): BARITMIX-1 adalékanyaggal készült öntömörödő beton. *Építőanyag* 60/4, 94–99.
- Taerwe, L. (1995): Non-Metallic (FRP) Reinforcements for Concrete Structure, Proc. of the 2nd Int. RILEM Conf., Ghet 23–25. Aug. 1995, E and Spon London.
- Taerwe, L.–Matthys, S. (1999): FRP for Concrete Construction: Activities in Europe. *Concrete International*, October 1999, 33–36.
- Tamás F. (2007): Betonos érdekességek a CEMENT AND CONCRETE RESEARCH c. folyóirat 2006. 9–12. számából. *Beton*, 15/2, 16–17.
- Tanaka, H.–Masuda, Y.–Sakashita, M.–Oono, Y.–Nonomura, K.–Satake, K. (1997): Tensile Properties at High Temperatures of Continuous Fiber Bars and Deflections of Continuous Fiber Reinforced Concrete Beams Under High-Temperature Loading. Proc. 3rd Int. Symp. FRPRCS-3, JCI, 1997, Vol. 2, 43–50.
- Tápai A.–Fövényi G.–Kókai J. (2004): Előfeszített tartószerkezet továbbfejlesztése és gyakorlati alkalmazása. *Beton*, 12/9, 10–13.
- Tariczky Zs. (2001): A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídja. 7. Betontechnológiai kísérletek. *Vasbetonépítés*, 3/2, 52–55.
- Teppers, R. (Editor) (2000): State-of-the-Art-Report. Chapter 8. Bond of non-metallic reinforcement. *fib Bulletin* 10, Lausanne, ISBN 978-2-88394-050-5
- Tevesz J. (2008): Könnyűbeton közúti híd megvalósulása. Diplomamunka. Realisierbarkeit einer leichtbeton-Straßenbrücke Konzulensek: BME: Józsa Zs., Varga L., Universität Karlsruhe: G. Herold.
- Than N. H. (1994): Nagyszilárdságú beton. *Beton*, 2/2, 3–5.
- Thippeswamy, H. K. et al. (1998): FRP Reinforcement in Bridge Deck. *Concrete International*, 20/6, 47–50.
- Thul, H. (1974): Brückenbau. (VII. Int. Spannbeton-Kongress) *Beton und Stahlbetonbau*, 1974, 49–57.
- Tokyo Rope (1993): Technical Data on CFCC®, Tokyo Rope Mfg.Co., Ltd. Manual, Tokyo, October 1993.
- Tóth E. (1997): A vasbeton hidak tartósságába vetett bizalom. *Beton*, 5/5, 3–5.
- Tóth E.–Molnár I. (1994): A sárbogárdi vasbeton Nádor-esatornahíd nyomában. *Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 44/5, 155–158.
- Ujhelyi J. (2005): *Betonismeretek*. Budapest, Műegyetem Kiadó.
- Ujhelyi J. (2008): Nagyteljesítményű hídbetonok – a teljesítményszemlélet megjelenése a betontudományban. *Beton*, 16/7–8, 12–16.
- Ujhelyi J. (2008): Nagyteljesítményű hídbetonok – betonösszetétel tervezése. *Beton*, 16/5, 3–6.
- Ullrich Z. (1949): Két új, merev-vasbetétes ívhíd a Rábán. *Magyar Közlekedés és Mélyépítés*, 1/4, 222–230.
- Uomoto, T. (2001): Durability considerations for FRP reinforcements. Proceedings of the Fifth International Symposium (FRPRCS-5). Thomas Telford, London, 17–32.
- Valtyni D. (1997): Új hatóanyagú folyósító betonadalékszerek. *Beton*, 5/9, 3–4.
- Varga J. (1980): A győri Kis-Duna-híd. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 30/7, 281–295.
- Varga J.–Vörös J.–Encsy B.–Tariczky Zs.–Fogarasi I. (1990): Construction of prestressed concrete bridges with cast-in-situ cantilever method in Hungary. *Magyar Építőipar különszáma a hamburgi XI. FIB-kongresszusra*, 1990, 43–50.



- Verók K. (2002): Kísérletek szénszállal megerősített oszlopszerű próbatestekkel. *Vasbetonépítés* 4/4, 106–113.
- Vértes M.–Tariczky Zs. (2008): Hídépítési betonok előállítása 2001 után. *Beton*, 16/7–8, 3–9.
- Vértes M.–Tariczky Zs. (2008): Vasbeton hídépítési technológiák fejlődése 2001-ig. *Beton*, 16/6, 3–8.
- Vörös J. (1999a): Előregyártott elemekből, keresztirányban feszített vasbeton hidak. *Vasbetonépítés* 1/2, 35–38.
- Vörös J. (1999b): A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai 1. A beruházás előkészítése. *Vasbetonépítés* 1/4, 95–99.
- Vörös J. (2001): A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai 6. A hídszerkezetek próbaterhelése. *Vasbetonépítés* 3/1, 15–23.
- Wellner P.–Mihalek T. (2000): A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai 2. A hídszerkezet általános ismertetése. *Vasbetonépítés* 2/1, 20–28.
- Winterberg, R. (1997): Dichte Betonkonstruktionen bei Zugabe von Stahlfasern. *Fachtagung, Planen und Bauen mit Zeitgemäßen Baustoffen*, Wismar.
- Wischers, G. (1964): Betontechnische und konstruktive Massnahmen gegen Temperaturrisse in massige Bauteilen. *Betontechnische Berichte*.
- Zsigovics I. (2003a): Öntömörödő beton, a betontechnológia legújabb forradalma 1. Fogalmak és vizsgálati módok. *Vasbetonépítés*, 5/1, 17–24.
- Zsigovics I. (2003b): Öntömörödő beton, a betontechnológia legújabb forradalma 2. A megszilárdult beton tulajdonságai az irodalom alapján. *Vasbetonépítés*, 5/2, 41–49.
- Zsigovics I. (2004a): Öntömörödő beton PhD értekezés, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék.
- Zsigovics I. (2004b): Öntömörödő beton, a betontechnológia legújabb forradalma 3. A mészkőliszt adagolás hatása a friss és a megszilárdult betonra. *Vasbetonépítés*, 6/3, 72–79.
- Zsigovics I. (2005): Mészkőliszt szerepe az öntömörödő betonban. *Beton*, 13/7–8, 3–9.
- Zsigovics I. (2006): Öntömörödő betonok tervezése. *Beton*, 14/2, 8–9.
- Zsigovics I. (2007): Újfajta betonok tervezése laboratóriumi vizsgálatokkal. *Beton*, 15/11, 3–6.
- Zsigovics I.–Berecz A. (1999): Nagy kezdőszilárdságú betonok technológiája Sika Viscocrete adalékszerrel. *Beton*, 7/12, 14–15.

A kiadásért felelős  
az Akadémiai Kiadó Zrt. igazgatója  
Szerkesztette: Gilicze Gábor  
Felelős szerkesztő: Tárnok Irén  
Termékmenedzser: Egri Róbert  
Nyomdai előkészítés: Debre Ferenc  
Borítóterv: Starkiss Stúdió  
A nyomdai munkálatokat a Prime Rate Kft. végezte  
Felelős vezető: Tomcsányi Péter  
Budapest, 2013  
Kiadványszám: TK120083  
Megjelent 39,68 (A/5) ív terjedelemben











■ A *Különleges betonok és betontechnológiák* könyvsorozatot eredetileg háromkötetesre terveztük. Ez azonban már a sorozat ötödik kötet. A bővülés szükségességének magyarázata a betonban mint szerkezeti anyagban rejlő hihetetlen gazdagság és változatosság.

Új feladathoz és új követelményhez új betonösszetételt és új betontechnológiát tudunk kidolgozni. A fejlődés megállíthatatlan. A fejlődés mozgatórugója az a kihívás, amely a lehető legcélszerűbb megoldás keresését jelenti mind anyagtani, mind szerkezeti szempontból.

A *Különleges betonok és betontechnológiák V.* kötet a következő fejezeteket tartalmazza:

- Vízépítési beton
- Vasbeton a hídépítésben
- A szálak szerepe a vasbetonépítésben
- Öntömörödő beton

Kötetünk segítséget szeretne nyújtani tervezőknek, kivitelezőknek és betontechnológusoknak egyaránt a különféle betonok és betontechnológiák tudatos alkalmazásához.

ISBN 978-963-05-9490-5



9 789630 594905





Balázs György  
Balázs L. György



# KÜLÖNLEGES BETONOK ÉS BETONTECHNOLÓGIÁK V.